

OPTIMIZAÇÃO DA CONCEPÇÃO E DO DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA GRAVÍTICA DE ACOSTAGEM

BERNARDO MARIA GOMES RIBEIRO DOS SANTOS PEREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA

Orientador: Professor Doutor Fernando Francisco Machado Veloso
Gomes

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A minha Mãe e à memória de meu Pai

The Best Way to Predict the Future is to Invent it

Alan Kay

AGRADECIMENTOS

Na elaboração desta tese contei com diversos apoios, vitais para o sucesso da mesma.

Gostaria de agradecer desde já a ajuda prestada por um colega e amigo, aluno do 3º ano do Mestrado Integrado em Engenharia Informática e Computadores (MIEIC) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Carlos Alberto Loureiro de Nunes, que desempenhou um papel fundamental na realização da ferramenta de cálculo e que se mostrou sempre disponível, fornecendo-me apoio muitas vezes em detrimento de se dedicar aos seus próprios projectos.

Ao orientador, Professor Doutor Fernando Francisco Machado Veloso Gomes, que me manteve sempre no rumo certo, mostrando-se sempre disponível para esclarecer qualquer dúvida e debater ideias.

À minha mãe que me acalmou e ajudou a gerir a pressão da realização desta tese.

Por fim gostaria de agradecer a todos os meus amigos e colegas que tornaram os momentos dedicados a esta dissertação momentos sempre agradáveis.

RESUMO

No âmbito desta tese foi desenvolvida uma ferramenta de cálculo em Java, para estruturas portuárias, de acostagem, gravíticas.

Numa primeira fase foi definida toda a parte referente ao cálculo das estruturas em si. Tendo-se começado pelas estruturas de acostagem compostas por caixões/aduelas e em seguida pelas estruturas em blocos. Posteriormente foi elaborada a interface gráfica do programa, em simultâneo para os dois casos. Numa fase final foi tratado o problema de exportação de ficheiros de resultados em formato .xls e desenho do perfil das estruturas.

O principal objectivo foi tornar este programa o mais abrangente possível, mas sabendo desde o início que seria necessário impor algumas limitações ao mesmo.

Era ainda objectivo desta tese avançar o mais possível num método alternativo ao de 'cálculo' que permitisse otimizar as estruturas analisadas.

Após a elaboração do programa foi realizada uma análise de sensibilidade para um caso hipotético de um cais constituído por um caixão e outro composto por blocos.

Para terminar foi aplicada a ferramenta a dois casos de estudo distintos, um de blocos outro de caixões, e realizado um manual de ajuda passo-a-passo, para futuros utilizadores.

PALAVRAS-CHAVE: Cais, Aduela, Caixão, Blocos, Estabilidade

ABSTRACT

For the elaboration of this thesis a calculation tool in Java was created in three distinct steps.

In the first step the logical part of the program referring to the calculation of the structures was created. The structures can be composed of caissons/open caissons or blocks. In the second step, the graphic user interface of the program was created. This was created for both calculation algorithms. The last step consisted of enabling the exportation of the data in .xls format and the structure profile design.

The main goal was to make this program as global as possible, however it was known from the start that some restrictions had to be imposed upon it.

A further objective was to ensure as much as possible an alternative to the calculation that permits the optimization of this structures.

At the end of this work the program was used to do a sensitivity analysis of a hypothetical quay created first of a caisson and secondly of blocks.

Finally, the tool was used in two case studies, one using a block wall and one using a caisson wall. Also, a step-by-step help manual was created for future users.

KEYWORDS: Quay, Open Caisson Wall, Caisson Wall, Block Wall, Wall Stability.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. NECESSIDADE DE UMA FERRAMENTA DE CÁLCULO	1
1.2. PROJECTO DE PROGRAMAÇÃO	2
1.3. FERRAMENTAS UTILIZADAS	3
2. ESTRUTURAS GRAVÍTICAS DE ACOSTAGEM	5
2.1. TIPOS DE ESTRUTURAS GRAVÍTICAS DE ACOSTAGEM	5
2.2. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS GRAVÍTICAS DE ACOSTAGEM	6
2.2.1. Forças Hidráulicas	6
2.2.2. Acções do Solo	7
2.2.3. Acções de Amarração e de Acostagem	9
2.2.4. Peso Próprio	10
2.2.5. Cachorros	11
2.2.6. Segurança ao Derrube	11
2.2.7. Segurança ao Deslizamento	11
2.2.8. Tensões na Base	12
2.2.9. Optimização	12
3. FERRAMENTA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO	19
3.1. ESTRUTURA DE PROGRAMAÇÃO	19
3.2. POTENCIALIDADES E LIMITAÇÕES	19
3.3. CONSIDERAÇÕES NO CÁLCULO DE ESTRUTURAS COMPOSTAS POR ADUELAS E CAIXÕES	21
3.4. CONSIDERAÇÕES NO CÁLCULO DE ESTRUTURAS COMPOSTAS POR BLOCOS PRÉ-FABRICADOS	22
3.5. CÁLCULO DOS DIVERSOS FACTORES PRETENDIDOS	22
3.5.1. Factor de Segurança ao Derrube para Condições de Amarração	22
3.5.2. Factor de Segurança ao Deslizamento para Condições de Amarração	23

3.5.3. Tensões na Base para Condições de Amarração.....	23
3.5.4. Factor de Segurança ao Derrube para Condições de Acostagem	23
3.5.5. Factor de Segurança ao Deslizamento para Condições de Acostagem.....	24
3.5.6. Tensões na Base para Condições de Acostagem	24
3.5.7. Esquemas de Aplicação das Diversas Acções	24

4. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

29

4.1. JUSTIFICAÇÃO

29

4.2. ANÁLISE DE UM CAIS COMPOSTO POR UM CAIXÃO

30

4.2.1. Cálculo Inicial.....

30

4.2.2. Força de Amarração/Força de Acostagem

31

4.2.3. Cota de Preia-Mar

33

4.2.4. Cota de Fundação

35

4.2.5. Largura Total

37

4.2.6. Largura dos Cachorros.....

37

4.2.7. Peso Volúmico do Material de Enchimento.....

39

4.2.8. Ângulo de Atrito Interno.....

41

4.2.9. Peso Volúmico do Solo

42

4.2.10. Peso Volúmico da Água

43

4.2.11. Desnível de Maré.....

44

4.2.12. Sobrecargas

45

4.2.13. Conclusões

45

4.3. ANÁLISE DE UM CAIS COMPOSTO POR BLOCOS

46

4.3.1. Cálculo Inicial.....

46

4.3.2. Força de Amarração/Força de Acostagem

48

4.3.3. Cota de Preia-Mar

49

4.3.4. Cota de Fundação

50

4.3.5. Largura Total

52

4.3.6. Modificação Bloco Base

52

4.3.7. Ângulo de Atrito Interno.....

53

4.3.8. Peso Volúmico do Solo

54

4.3.9. Peso Volúmico da Água

55

4.3.10. Desnível de Maré.....

56

4.3.11. Sobrecargas	56
4.3.12. Conclusões.....	57
 5. CASOS DE ESTUDO	59
5.1. EXEMPLO DE UM CAIS COMPOSTO POR UM CAIXÃO – CAIS PORTO DE PASAJES (ESPANHA)	59
5.2. EXEMPLO DE UM CAIS COMPOSTO POR BLOCOS – CAIS OESTE PORTO DE LEIXÕES (PORTUGAL)	66
 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	71
6.1. COMPORTAMENTO DO PROGRAMA	71
6.2. MELHORIAS PREVISTAS	72
 BIBLIOGRAFIA.....	73

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Corte do Cais Sul do Porto de Leixões	1
Fig.2 – Esquema Geral de Aplicação dos Impulsos Hidráulicos	7
Fig.3 – Esquema Geral de Aplicação das Acções do Solo.....	8
Fig.4 – Gráfico para Obtenção da Velocidade de Acostagem	10
Fig.5 – Diagrama UML para Galerias	13
Fig.6 – Diagrama UML para Tipos de Blocos	15
Fig.7 – Diagrama UML Geral	17
Fig. 8 – Esquema Impulsos da Água para a Situação de Preia-Mar Amarração	24
Fig. 9 – Esquema Impulsos da Água para a Situação de Preia-Mar Acostagem.....	25
Fig. 10 – Esquema Impulsos da Água para a Situação de Baixa-Mar Amarração.....	25
Fig. 11 – Esquema Impulsos da Água para a Situação de Baixa-Mar Acostagem	25
Fig. 12 – Esquema das Restantes Acções para a Situação de Preia-Mar Amarração	26
Fig. 13 – Esquema das Restantes Acções para a Situação de Preia-Mar Acostagem.....	26
Fig. 14 – Esquema das Restantes Acções para a Situação de Baixa-Mar Amarração.....	27
Fig. 15 – Esquema das Restantes Acções para a Situação de Baixa-Mar Acostagem	27
Fig. 16 – Esquema do Corte do Caixão	30
Fig. 17 – Esquema do Corte do Cais de Blocos	46
Fig. 18 – Esquema do Corte do Cais de Blocos com Novo Bloco Base.....	52
Fig. 19 – Esquema do Corte do Caixão (Pasajes).....	59
Fig. 20 – Esquema da Planta do Caixão (Pasajes)	59
Fig. 21 – Menu Inicial Caixão	60
Fig. 22 – Menu para Inserção dos dados das Forças Concentradas	60
Fig. 23 – Menu para Inserção dos dados de Maré	61
Fig. 24 – Menu para Inserção dos dados do Solo	61
Fig. 25 – Menu para Inserção dos dados da Super-Estrutura	62
Fig. 26 – Menu para Adicionar Galeria	62
Fig. 27.1 – Menu para Inserção dos dados do Caixão/Aduela	63
Fig. 27.2 – Menu para Inserção dos dados do Caixão/Aduela	63
Fig. 28 – Menu para Adicionar Secção	64
Fig. 29– Resultados Finais.....	64
Fig. 30.1 – Exportar Para Excel/Imagem	65

Fig. 30.2 – Janela de Exportação	65
Fig. 31 – Corte do Cais de Blocos (Leixões)	66
Fig. 32 – Pormenor do Bloco Base.....	67
Fig. 33 – Menu Inicial Blocos.....	67
Fig. 34 – Menu para Inserção dos dados dos Blocos	68
Fig. 35.1 – Menu para Adicionar Bloco	68
Fig. 35.2 – Menu para Adicionar Bloco	69
Fig. 36 – Resultados Finais	69

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 1 – Cálculo Base	31
Quadro 2 – Incremento da Força de Amarração/Acostagem	31
Quadro 3 – Redução da Força de Amarração/Acostagem	32
Quadro 4 – Variação Total Força de Amarração/Acostagem	32
Quadro 5 – Cota de Preia-Mar 0.0 m Z.H.	33
Quadro 6 – Cota de Preia-Mar 2.0 m Z.H.	33
Quadro 7 – Cota de Preia-Mar 3.8 m Z.H.	33
Quadro 8 – Cota de Preia-Mar 4.2 m Z.H.	33
Quadro 9 – Cota de Preia-Mar 4.4 m Z.H.	34
Quadro 10 – Cota de Fundação -8 m Z.H.	35
Quadro 11 – Cota de Fundação -10 m Z.H.	35
Quadro 12 – Cota de Fundação -12.0 m Z.H.	36
Quadro 13 – Largura Total 10 m	37
Quadro 14 – Incremento da Largura dos Cachorros de 10%	37
Quadro 15 – Redução da Largura dos Cachorros de 10%	38
Quadro 16 – Aumento da Largura dos Cachorros para 3 m	38
Quadro 17 – Sem Cachorros	39
Quadro 18 – Peso Volúmico do Material de Enchimento de 10 kN/m ³	39
Quadro 19 – Peso Volúmico do Material de Enchimento de 18 kN/m ³	40
Quadro 20 – Peso Volúmico do Material de Enchimento de 23 kN/m ³	40
Quadro 21 – Ângulo de Atrito Interno de 20°	41
Quadro 22 – Peso Volúmico do Solo de 22 kN/m ³	42
Quadro 23 – Peso Volúmico do Solo de 18 kN/m ³	42
Quadro 24 – Peso Volúmico do Solo de 18 kN/m ³ e Ângulo de Atrito Interno de 30°	43
Quadro 25 – Peso Volúmico da Água de 10.25 kN/m ³	43
Quadro 26 – Cálculo Sem Desnível de Maré	44
Quadro 27 – Cálculo Sem Sobrecarga no Solo	45
Quadro 28 – Cálculo Base Blocos	47
Quadro 29 – Incremento da Força de Amarração/Acostagem	48
Quadro 30 – Redução da Força de Amarração/Acostagem	48
Quadro 31 – Variação Total da Força de Amarração/Acostagem	49

Quadro 32 – Cota de Preia-Mar 0.0 m Z.H.	49
Quadro 33 – Cota de Preia-Mar 2.0 m Z.H.	49
Quadro 34 – Cota de Preia-Mar 3.8 m Z.H.	49
Quadro 35 – Cota de Preia-Mar 4.2 m Z.H.	50
Quadro 36 – Cota de Preia-Mar 4.4 m Z.H.	50
Quadro 37 – Cota de Fundação -8 m Z.H.	50
Quadro 38 – Cota de Fundação -10 m Z.H.	51
Quadro 39 – Cota de Fundação -12.0 m Z.H.	51
Quadro 40 – Largura Bloco Base de 10 m	52
Quadro 41 – Novo Bloco Base	53
Quadro 42 – Ângulo de Atrito Interno de 20º	53
Quadro 43 – Peso Volúmico do Solo de 18 kN/m ³	54
Quadro 44 – Peso Volúmico do Solo de 22 kN/m ³	54
Quadro 45 – Peso Volúmico do Solo de 18 kN/m ³ e Ângulo de Atrito Interno de 30º	55
Quadro 46 – Peso Volúmico da Água de 10.25 kN/m ³	55
Quadro 47 – Cálculo Sem Desnível de Maré	56
Quadro 48 – Cálculo Sem Sobrecarga no Solo	56
Quadro 49.1 – Outputs	65
Quadro 49.2 – Outputs	66
Quadro 50.1 – Outputs	70
Quadro 50.2 – Outputs	70

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

I_q	– Impulso do Solo Resultante de uma Sobrecarga [kN]
I_g	– Impulso do Solo [kN]
K	– Coeficiente de Impulsão
K_a	– Coeficiente de Impulsão Activa
K_p	– Coeficiente de Impulsão Passiva
Φ'	– Ângulo de Atrito Interno [°]
γ	– Peso Volúmico [kN/m ³]
h	– Altura [m]
q	– Sobrecarga [kN/m ³]
m	– Massa [kg]
g	– Aceleração da Gravidade [m/s ²]
∇	– Deslocamento Virtual [kgf]
C_e	– Factor de Excentricidade
C_m	– Factor de Massa Virtual
C_s	– Factor de Rigidez Relativa do Casco
C_c	– Factor de Configuração da Estrutura de Acostagem
FS	– Factor de Segurança
M_{pos}	– Momento Estabilizador [kN.m]
M_{neg}	– Momento Destabilizador [kN.m]
N	– Resultante Vertical [kN]
H	– Resultante Horizontal [kN]
Φ'_{cv}	– Ângulo de Atrito Entre Duas Superfícies [°]
T	– Tensão [kN/m ²]
M	– Resultante de Momentos [kN.m]
I	– Momento de Inércia da Base da Estrutura [m ⁴]
Ω	– Área da Base da Estrutura [m ²]
X	– Distância do Centro de Massa da Base ao Extremo da Base [m]
UML	– Unified Modeling Language
Z.H.	– Zero Hidrográfico
P.M.	– Preia-Mar
B.M.	– Baixa-Mar

1

INTRODUÇÃO

1.1. NECESSIDADE DE UMA FERRAMENTA DE CÁLCULO

As estruturas de acostagem necessitam de ser dimensionadas para cada caso, pois as condições de dimensionamento raramente são iguais.

Pode-se afirmar que o método de cálculo destas estruturas é relativamente simples. No entanto nas primeiras fases de projecto a geometria das mesmas não se encontra definida, cabendo ao projectista definir essa geometria. Para obter uma solução dita “otimizada” é necessário repetir o cálculo, fazendo variar alguns dos parâmetros e acções consideradas para o cálculo da estrutura.

Os parâmetros geométricos para a definição destas estruturas podem ser bastante numerosos, pois a forma destas estruturas é muito variável. Nomeadamente no caso de estruturas compostas por blocos, a grande variedade de blocos constituintes e a necessidade de os definir perfeitamente, aumenta muito o número destes mesmos parâmetros.

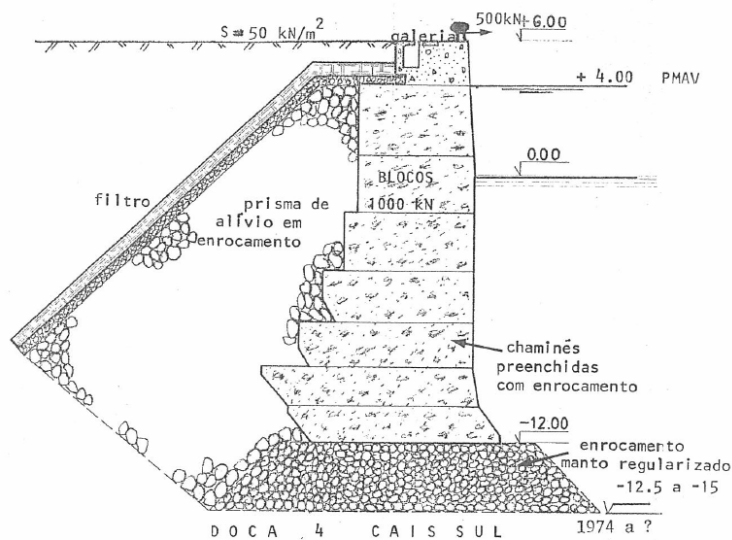


Fig.1 – Corte do Cais Sul do Porto de Leixões (Veloso Gomes)

Estas estruturas são solicitadas por um grande número de acções, que produzem o grande número de combinações. Estas combinações devem ser analisadas separadamente para averiguar quais as condições mais graves. Para agravar o grande número de combinações a analisar, é ainda extremamente difícil, sem proceder à sua verificação, excluir como condições limitantes um número relevante dessas combinações.

O processo de refinamento destas mesmas estruturas alterando não só a geometria destas estruturas bem como as acções que as solicitam, origina um processo extremamente moroso e repetitivo.

Como tal é necessário agilizar e automatizar ao máximo todo o processo de cálculo, de modo a contornar estas mesmas dificuldades.

1.2. PROJECTO DE PROGRAMAÇÃO

A linguagem escolhida para a elaboração da tese foi JAVA. Esta é bastante utilizada e está neste momento muito bem documentada, permitindo assim uma grande facilidade na sua aprendizagem e aprofundamento a qualquer utilizador menos familiarizado com ela.

Mais do que o conhecimento profundo de uma ou outra linguagem de programação, é de maior relevância para os diversos profissionais adquirir noções básicas sobre o processo em si, pois este conhecimento permitirá uma interacção muito mais eficaz com os Engenheiros Informáticos no sentido da obtenção e melhoramento de ferramentas vitais para a optimização e desenvolvimento das diversas áreas.

Numa fase em que muitas vezes a capacidade de cálculo, grau de optimização ou capacidade de análise são condicionadas pelas potencialidades da ferramenta utilizada para realizar essas mesmas tarefas, é de vital importância a cooperação entre os futuros utilizadores da ferramenta e os seus criadores.

O desenvolvimento destas ferramentas é muitas vezes travado por dificuldades de comunicação entre as duas partes pois o desconhecimento total de uns, da área de acção e metodologia dos outros, não permite uma troca de informações rápida e eficaz.

Esta falha de informação seria facilmente evitável ou pelo menos atenuada se um dos intervenientes no processo tivesse alguma formação na área do outro.

É surreal pensar que caberá neste sentido ao Engenheiro Informático aprofundar os seus conhecimentos em cada área que vier a desenvolver um programa, e seria altamente limitativo para o mesmo especializar-se em apenas uma área de acção. Assim sendo, caberá à parte interessada na utilização do programa agilizar o processo de desenvolvimento da mesma adquirindo alguns conhecimentos básicos de programação.

Neste sentido o desenvolvimento de uma tese envolvendo programação permite não só obter conhecimentos nessa área, como permite também uma primeira experiência de trabalho com uma pessoa especializada nessa área, pois é inevitável recorrer a alguém com mais conhecimentos para, pelo menos uma optimização do funcionamento do programa e do código em si. Assim é possível viver e constatar os problemas que frequentemente ocorrem quando se realiza um projecto em parceria com um Engenheiro Informático, sendo que de futuro será mais fácil contorná-los e/ou evitá-los.

1.3. FERRAMENTAS UTILIZADAS

Para a elaboração do programa de cálculo foram utilizados dois programas, Eclipse e Netbeans.

O software Eclipse foi usado para definir todo o código referente ao cálculo propriamente dito, pois este software possui uma grande quantidade de bibliotecas, que permitem resolver alguns dos problemas mais frequentes na programação em Java, evitando ter que programar de base e utilizando assim algum trabalho já feito.

Quanto ao programa Netbeans, este foi utilizado para a elaboração da interface gráfica, por permitir um desenho da mesma muito mais intuitivo, utilizando formas pré-definidas, alinhando-as e dimensionando-as, sendo que para tal apenas é necessário arrastar a maior parte das aplicações e posteriormente colocá-las como pretendido. Este programa permite assim evitar definir toda a interface recorrendo única e exclusivamente a código escrito directamente pelo programador, o que agiliza muito mais a definição da mesma, pois para utilizadores menos habituados a trabalhar directamente com o código, este processo poder ser bastante moroso quando comparado com o outro, muito mais intuitivo.

É importante referir que mesmo recorrendo ao Netbeans, partes da interface gráfica foram definidas através de código inserido directamente, sendo que algumas o foram de base e outras apenas alteradas.

Tanto um como o outro programa são de acesso livre e facilmente obtidos através da internet e estão ambos vocacionados para a função que tiveram na elaboração deste programa.

O software eclipse permite definir uma interface gráfica por si só, pelo que poderia ter sido utilizado apenas este programa, no entanto, é bastante mais limitativo e pouco intuitivo.

2

ESTRUTURAS GRAVÍTICAS DE ACOSTAGEM

2.1. TIPOS DE ESTRUTURAS GRAVÍTICAS DE ACOSTAGEM

Como o próprio nome indica é o peso da estrutura que confere a esta a sua estabilidade.

Existem três tipos de estruturas gravíticas de acostagem, diferentes quanto à sua constituição: caixões, aduelas ou blocos.

Os caixões e as aduelas são estruturas alveolares, pré-fabricadas em betão armado, cuja principal diferença, a nível estrutural, prende-se com o facto de os caixões terem um base fechada (4 laterais e 1 base), e as aduelas não (4 faces laterais).

Os caixões são em geral pré-fabricados em docas secas (fixas ou flutuantes), são colocadas em flutuação e posteriormente rebocados desde o ponto de fabrico até ao ponto de colocação, sendo posteriormente afundados nesse local e preenchidos com o material pretendido.

É comum estes caixões serem simétricos para facilitar o processo de transporte em flutuação, evitando assim a utilização de contrapesos para obter um deslocamento mais estável. Caso se opte por uma opção não simétrica, será preciso proceder a um estudo de flutuabilidade.

O cais é formado por vários caixões colocados lado a lado no sentido longitudinal.

As aduelas são também pré-fabricadas e posteriormente transportadas até ao local de colocação, por via marítima ou terrestre, sendo posteriormente colocadas recorrendo a gruas. A estrutura é geralmente composta por diversas aduelas, colocadas verticalmente umas sobre as outras e lado a lado no sentido longitudinal.

Tal como os caixões é comum serem simétricas para facilitar o processo de colocação.

Quando se pretende obter uma assimetria de massas nestas estruturas, é comum utilizar materiais de enchimento diferentes e consequentemente com diferentes pesos volúmicos, obtendo-se assim uma deslocação do centro de massa apenas após a colocação dos pré-fabricados.

Os blocos são geralmente constituídos por betão e são também pré-fabricados, sendo posteriormente transportados e colocados em obra de acordo com o projecto. Ao contrário dos anteriores, podem tomar as formas mais variadas e não necessitam de qualquer enchimento.

A estrutura pode ou não ser solidarizada verticalmente, recorrendo a irregularidades na base e superfície dos blocos, ou através de betonagem com armaduras em orifícios verticais.

A excentricidade do centro de massa é obtida à custa da forma e disposição dos próprios blocos.

2.2. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS GRAVÍTICAS DE ACOSTAGEM

O dimensionamento destas estruturas pode ser feito de duas maneiras: seguindo o eurocódigo ou utilizando um dimensionamento clássico, similar mas mais complexo que o dimensionamento de um muro de suporte.

Neste trabalho o dimensionamento segundo o eurocódigo não será abordado.

A descrição do cálculo destas estruturas é baseada nos elementos de apoio às aulas de trabalhos marítimos 1, 'Estruturas de Acostagem e Amarração', Veloso Gomes.

Tal como no dimensionamento de um muro de suporte os critérios que estas estruturas têm de cumprir, prendem-se com a satisfação de factores de segurança exigidos em relação ao derrube, deslizamento e tensões instaladas na base.

Todos estes critérios devem ser satisfeitos para quatro situações distintas: amarração durante a preia-mar, amarração durante a baixa-mar, acostagem durante a preia-mar e acostagem durante a baixa-mar. Outras situações intermédias podem ser analisadas. No entanto, as mais gravosas verificar-se-ão para estas situações.

Como é usual em análises estruturais, é sempre necessário encontrar e analisar a situação mais gravosa, o que, neste caso em particular é extremamente difícil de definir à priori. Em geral o mais correcto é proceder ao cálculo da estabilidade da estrutura para as quatro situações acima descritas, considerando para cada uma as acções mais gravosas.

Por esta razão o cálculo destas estruturas tende a ser moroso e repetitivo.

Durante a análise destas estruturas cabe ao projectista tomar diversas decisões quanto às forças a considerar e como considerar estas mesmas forças.

Toda a análise é em geral feita por metro de desenvolvimento longitudinal de estrutura, sendo por vezes feita por unidade (caixão ou aduela). Para esta análise é necessário reduzir o valor das acções ao seu valor por metro linear em planta.

2.2.1. FORÇAS HIDRÁULICAS

As forças hidráulicas (ou impulsos hidráulicos) podem ser consideradas em dois grupos: as forças horizontais e as forças verticais.

A variação destas forças está directamente ligada com as marés. Estas forças são de maior grandeza na situação de preia-mar e de menor na baixa-mar.

Em geral é considerado um desnível entre o nível de água entre do lado do mar e do lado do solo, criando assim um aumento das forças instabilizadoras.

Este desnível é justificável pois pode ocorrer um desfasamento no aumento ou diminuição de cota entre os dois lados da estrutura devido à influência da permeabilidade do solo atrasando a evolução do nível da água em relação à evolução que se verifica no lado do plano de água.

As forças horizontais resultam assim do diagrama de pressões. Na preia-mar ocorre um subelevação do nível de água de um dos lados e na baixa-mar ocorre um sobreelevação. Isto origina uma força maior de um dos lados da estrutura em relação ao outro. O lado onde se instala a força de grandeza maior, varia conforme se analisa uma situação de amarração ou de acostagem. Numa situação de amarração a força maior estará do lado do solo e no caso da acostagem do lado oposto.

Este desnível induz ainda uma alteração nos impulsos hidrostáticos verticais, passando estes a formar um diagrama trapezoidal ao invés de um diagrama rectangular. Este pode ser decomposto em dois diagramas, um rectangular e um triangular, para facilitar o cálculo do ponto de aplicação dos mesmos.

É importante realçar que a utilização de “cachorros”, origina também um diagrama de pressões e consequentemente uma força cuja resultante corresponde ao produto da sua área pelo peso volúmico da água do mar.

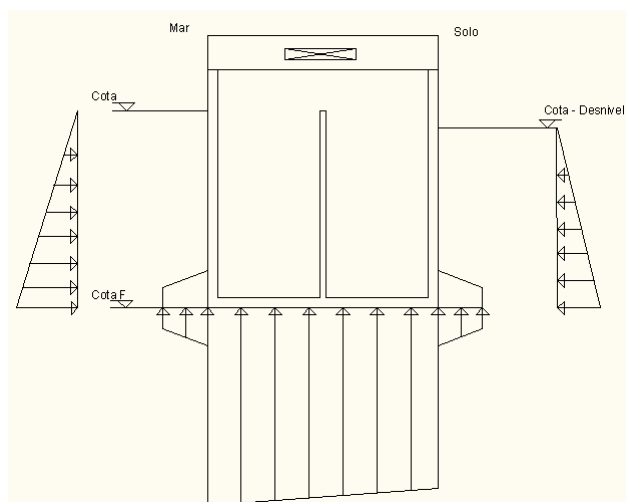


Fig.2 – Esquema Geral de Aplicação dos Impulsos Hidráulicos

O peso volúmico da água do mar pode variar conforme a zona, bem como as cotas de preia-mar e baixa-mar. Em Portugal continental é usual considerar nos projectos uma cota de preia-mar de +4.00 m ZH e uma cota de baixa-mar de 0.00 m ZH. Na Madeira e nos Açores a cota de preia-mar é da ordem dos +2.00 m ZH . Estes valores de referência não contabilizam a maré meteorológica.

2.2.2. ACÇÕES DO SOLO

Existem diversas teorias para o cálculo das forças exercidas por um solo numa estrutura que se encontra a suportar o mesmo. A teoria a considerar nesta análise é a teoria de Rankine.

Esta teoria propõe que as forças exercidas pelo solo são horizontais ao contrário das restantes que lhe atribuem sempre um ângulo de inclinação. Este ângulo iria originar uma decomposição da força do solo em duas partes, uma vertical e uma horizontal, sendo que a componente vertical iria contribuir para uma maior estabilidade da estrutura e a componente horizontal, esta sim por vezes destabilizadora, iria ser minorada.

Além das acções originadas pelo próprio terreno, é importante ainda considerar as que resultam de sobrecargas do mesmo, quando estas contribuem para uma instabilidade da estrutura.

Assim, para o cálculo da estabilidade durante a amarração, as acções do terreno deverão ser majoradas com as sobrecargas, pois estas originam momentos e assumem a mesma direcção que a força de amarração. Aquando da análise da estabilidade para situações de acostagem, as acções do terreno devem ser minoradas.

É ainda importante considerar que estas forças variam com o nível de maré, pois essa variação origina uma subida ou descida do nível freático e, consequentemente, altera a altura de solo submerso (solo que se encontra abaixo do nível da maré).

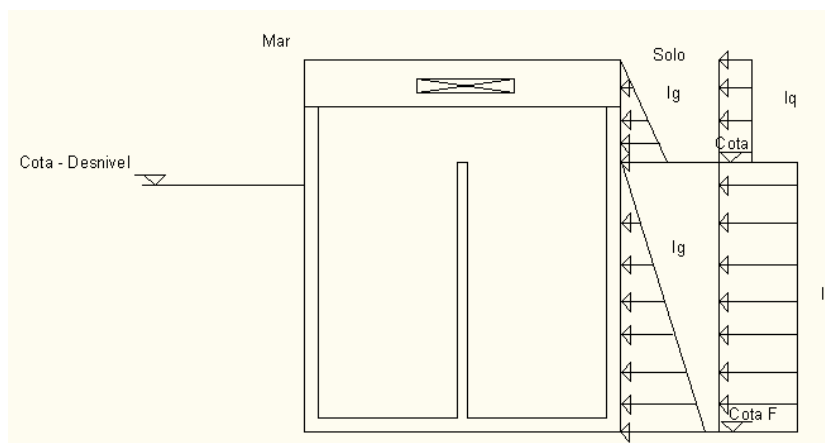


Fig.3 – Esquema Geral de Aplicação dos Acções do Solo

Caso existam várias camadas de solos diferentes estas devem ser consideradas através das suas características geotécnicas, nomeadamente peso volúmico e ângulo de atrito interno.

Com vista a minorar estas acções é usual executar-se um prisma de alívio, em enrocamento, na zona de tardoz adjacente à estrutura.

As acções associáveis ao próprio terreno, ou camadas de solo, resultam de diagramas de pressão triangulares. As acções associáveis a sobrecargas resultam de um diagrama rectangular.

A acção resultante causada por uma sobrecarga no solo é obtida através da fórmula (1) e a acção resultante exclusivamente da existência de solo através da fórmula (2).

$$Iq = q \times K \quad (1)$$

$$Ia = \frac{1}{2} \times K \times \gamma \times h^2 \quad (2)$$

Nas fórmulas acima referidas o γ representa o peso volúmico do solo (kN/m^3), o h (m) a altura do estrato analisado, o K o coeficiente de impulso e por fim o q (kN/m^3) representa o valor da sobrecarga.

O peso volúmico do solo terá de ser definido para cada tipo de solo ao qual deverá ser subtraído ao mesmo o valor do peso volúmico da água, caso este se encontre submerso.

O coeficiente K irá variar conforme a situação a analisar. Caso se esteja a analisar uma situação de amarração é praticamente consensual utilizar o coeficiente de impulso activo (K_a), pois facilmente se instala o estado activo num solo quando este é “traccionado”. Já para a análise da estabilidade numa situação de acostagem não é consensual qual o valor a tomar para este coeficiente. O estado passivo, originado por uma compressão do solo, requer uma acção não instantâneo ao contrário do que sucede com estas manobras. Adoptar um valor desta ordem seria ser extremamente optimista, por outro lado tomar o valor do coeficiente de impulso activo seria uma visão excessivamente pessimista. Tem ficado ao critério do projectista qual o valor a considerar para este coeficiente, sendo que este deverá sempre estar compreendido entre o coeficiente activo e o passivo.

O coeficiente de impulso activo pode ser obtido através da seguinte fórmula:

$$Ka = tg^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3)$$

Em que Φ' é o ângulo de atrito interno do solo e é expresso em graus.

As acções do solo têm uma acção estabilizadora quando se analisa o derrube e o deslizamento no sentido do solo (geralmente feito para acções de acostagem), sendo neste caso minoradas, ou até mesmo ignoradas no caso de sobrecargas não permanentes. Para a análise de derrube e deslizamento no sentido do solo para o mar, tornam-se forças destabilizadoras, devendo ser maximizadas.

2.2.3. ACÇÕES DE AMARRAÇÃO E DE ACOSTAGEM

Estas acções são forças concentradas, que são posteriormente tratadas como forças distribuídas por um comprimento da estrutura igual ao espaçamento entre as defensas e cabeços de amarração, caso seja uma força de acostagem ou de amarração, respectivamente.

A força de amarração é geralmente um valor escolhido para o projecto em causa em função da tipologia do cais acostável (comercial, petroleiro, pesca). A força de acostagem pode ser calculada através de diversos métodos, sendo o método cinético clássico o mais comum.

O método cinético clássico permite calcular o valor da força de acostagem a partir das características de um navio-tipo e da defesa a utilizar.

$$Ec = \frac{1}{2} \times m \times v^2 \quad (4)$$

$$m = \frac{\nabla}{g} \quad (5)$$

$$Ea = Ce \times Cm \times Cs \times Cc \times Ec \quad (6)$$

Sendo m a massa do navio, g a aceleração da gravidade e ∇ o deslocamento virtual.

Ce o factor de excentricidade, Cm o factor de massa virtual, Cs o factor de rigidez relativa do casco e Cc factor de configuração da estrutura de acostagem. Devido à dificuldade de definição de alguns destes factores é relativamente comum considerar o valor destes igual a 1, simplificando assim o cálculo da energia a ser absorvida pelas defensas. Mas esta simplificação só é válida para cais comerciais clássicos.

A velocidade de acostagem depende do deslocamento do navio e das condições de acostagem.

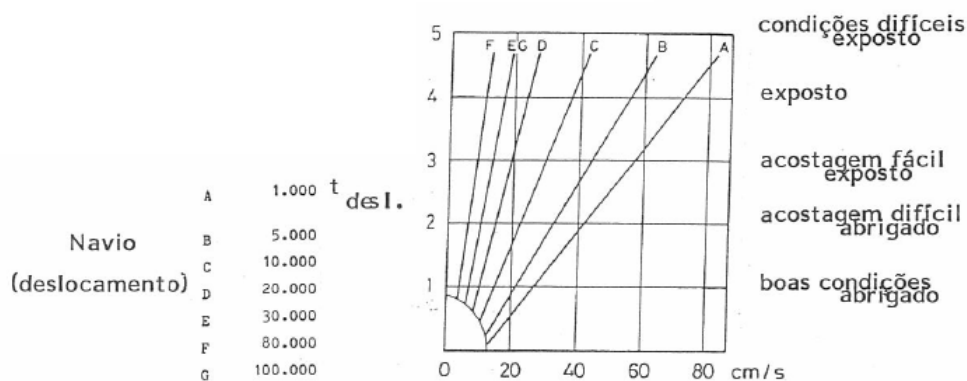


Fig.4 – Gráfico para Obtenção da Velocidade de Acostagem (Veloso Gomes)

Por fim é necessário recorrer a catálogos disponibilizados pelos fabricantes para verificar qual a força a transmitir à estrutura por um navio com as características que foram definidas quando realiza uma acostagem numa estrutura que utiliza determinado tipo de defensas. O desejável será procurar uma defesa cujo comportamento se encontre próximo da gama de energia de acostagem calculada.

2.2.4. PESO PRÓPRIO

O cálculo do peso próprio é relativamente simples, mas depende da geometria da estrutura. Esta não está definida nas fases iniciais de projecto.

No caso das aduelas e caixões o peso total inclui o peso da estrutura pré-fabricada em betão armado, do material de enchimento e o peso da super-estrutura caso esta exista.

A super-estrutura pode ainda ter na sua composição galerias. Estas podem assumir as mais diversas formas e a sua incorporação no cálculo considera espaços “vazios” na super-estrutura. Para efeitos do cálculo do peso da estrutura é necessário subtrair directamente a área das galerias para calcular o peso da super-estrutura. No entanto, para simplificar os cálculos posteriores e evitar calcular um novo centro de massa que incorpore as galerias, pode-se contabilizar directamente a influência das galerias para cada cálculo, recorrendo ao centro de massa de cada uma individualmente para os cálculos de tensões na base e de derrube.

No cálculo do peso próprio de uma estrutura composta por blocos pré-fabricados, além do peso dos próprios é ainda necessário contabilizar o peso próprio dos solos que se encontrem assentes directamente sobre os blocos.

O peso da super-estrutura é contabilizado da mesma maneira que foi acima mencionado.

2.2.5. CACHORROS

Estas configurações em “consola” são utilizadas para obter uma base maior, distribuindo assim as forças por uma área maior, minorando os problemas causados pelas tensões na base, e melhorar a estabilidade ao derrube aumentando o braço das forças verticais nomeadamente o peso próprio.

A limitação na utilização destas configurações deve-se a uma perda de profundidade com o uso das mesmas.

2.2.6. SEGURANÇA AO DERRUBE

A segurança ao derrube é obtida pela comparação entre os momentos estabilizadores e derrubadores. Em geral o valor mínimo aceitável para o coeficiente é de 1.5, podendo este tomar uma grandeza maior caso seja pretendido pelo dono de obra e/ou projectista. Este valor nunca deverá ser inferior a 1.

$$FS = \frac{M_{pos}}{M_{neg}} \quad (7)$$

O derrube pode ocorrer nos dois sentidos, mar ou solo. Para cada caso as acções mais desfavoráveis a considerar serão diferentes e/ou tomarão valores diferentes.

O cálculo destes momentos é feito em relação ao eixo da base em contacto com a zona no sentido da qual é analisado o derrube. No caso de existirem cachorros o eixo de referência passa então a ser o eixo exterior do cachorro.

É importante considerar momentos no mesmo sentido tanto para os momentos estabilizadores como para os destabilizadores, pois proceder a uma subtração de momentos em vez de os agrupar correctamente irá provocar alterações na avaliação do factor de segurança.

2.2.7. SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO

O deslizamento é contrariado pelo atrito gerado entre a base da estrutura e o solo de fundação. Mais uma vez é o peso próprio que contribui para a estabilidade da estrutura, visto ser este a única acção a contribuir positivamente para a resultante vertical.

O factor de segurança é obtido através da razão entre o produto da resultante vertical e a tangente do ângulo de atrito entre superfícies e a resultante horizontal.

$$FS = \frac{N \times \tan(\phi'_{cv})}{H} \quad (8)$$

Mais uma vez esta análise deverá ser feita nos mesmos dois sentidos mencionados no tópico anterior.

Neste caso as forças são agrupadas como verticais ou horizontais.

No caso de estruturas compostas por blocos é ainda possível ocorrer o deslizamento entre blocos. A criação de irregularidades na base e superfícies dos blocos toma uma maior relevância, pois contraria este mesmo deslizamento aumentando o atrito entre blocos. Outras medidas como a solidarização vertical entre blocos recorrendo a armaduras, será também uma maneira de garantir que a instabilidade entre blocos não ocorre e poderá assim ser dispensada essa mesma análise pois a estrutura passará assim a funcionar como uma estrutura única.

2.2.8. TENSÕES NA BASE

A ruptura do solo de fundação é outro problema que pode ocorrer. É necessário analisar a tensão máxima e mínima na base da estrutura, para averiguar a existência ou não de problemas desta natureza.

As tensões mais gravosas instalam-se sempre nos extremos da base.

Em geral a tensão mínima admissível é nula ou ligeiramente positiva. Tensões negativas originam o levantamento da estrutura, subpressões e erosão do solo. Quando se exige uma tensão mínima positiva é apenas para salvaguardar uma certa margem de segurança.

O limite de tensão máxima depende da resistência do solo de fundação.

$$T = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{I} \times X \quad (9)$$

N (kN) é a resultante das forças verticais, M (kN.m) a resultante de momentos, Ω (m²) é a área da base, I (m³) o momento de inércia e X (m) a distância do centro de massa da base ao extremo da base analisado.

Ao valor da tensão máxima é necessário somar a sobrecarga exercida directamente sobre a estrutura.

2.2.9. OPTIMIZAÇÃO

A optimização destas estruturas pode ser feita em relação a diversos factores, nomeadamente, peso máximo por bloco, material de enchimento, dificuldades construtivas ou custos globais de solução.

Os factores a optimizar podem variar bastante, até mesmo de empreiteiro para empreiteiro, devido a limitações impostas pelo equipamento ou até por preferência do próprio devido a experiências construtivas anteriores.

Uma optimização destas estruturas no caso geral poderá estar directamente ligada à redução da dimensão destas estruturas, satisfazendo os critérios de dimensionamento acima referidos, para valores das acções previamente fixados.

Em geral sendo a altura da estrutura fixada por cotas de coroamento e base, o parâmetro a limitar será a largura da estrutura.

Para o caso de aduelas e caixões, uma simples mudança no material de enchimento, por exemplo, pode levar a uma grande alteração na largura de estrutura necessária. No caso de estruturas de acostagem constituídas por blocos pré-fabricados esta optimização é mais complexa pois variando a forma dos blocos ou até mesmo as duas dimensões ou posição relativa, se podem criar inúmeras situações em tudo semelhantes que satisfaçam os critérios pedidos.

Por todas as razões acima mencionadas, apenas se pode falar numa optimização relativa destas estruturas em relação a um determinado critério e não numa optimização absoluta destas estruturas.

FERRAMENTA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

3.1. ESTRUTURA DE PROGRAMAÇÃO

No âmbito deste trabalho foi criada uma ferramenta para cálculo automático de estrutura gravíticas de acostagem, tendo sido executada em Java e estruturada em classes.

A estrutura deste programa é facilmente perceptível pelo diagrama UML (Unified Modeling Language), realizado recorrendo ao Enterprise Architect (Versão 7.1).

De uma forma resumida poder-se-á dizer que o programa é composto por diversas classes e por super-classes que agrupam as primeiras.

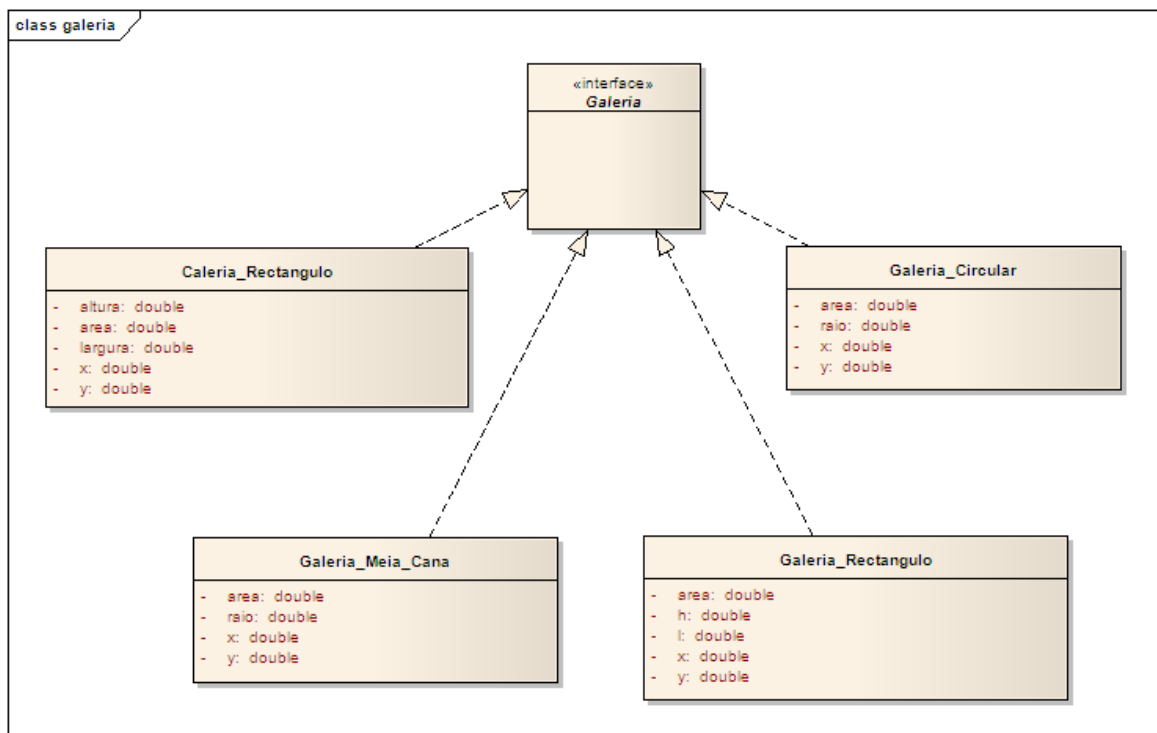


Fig.5 – Diagrama UML para Galerias

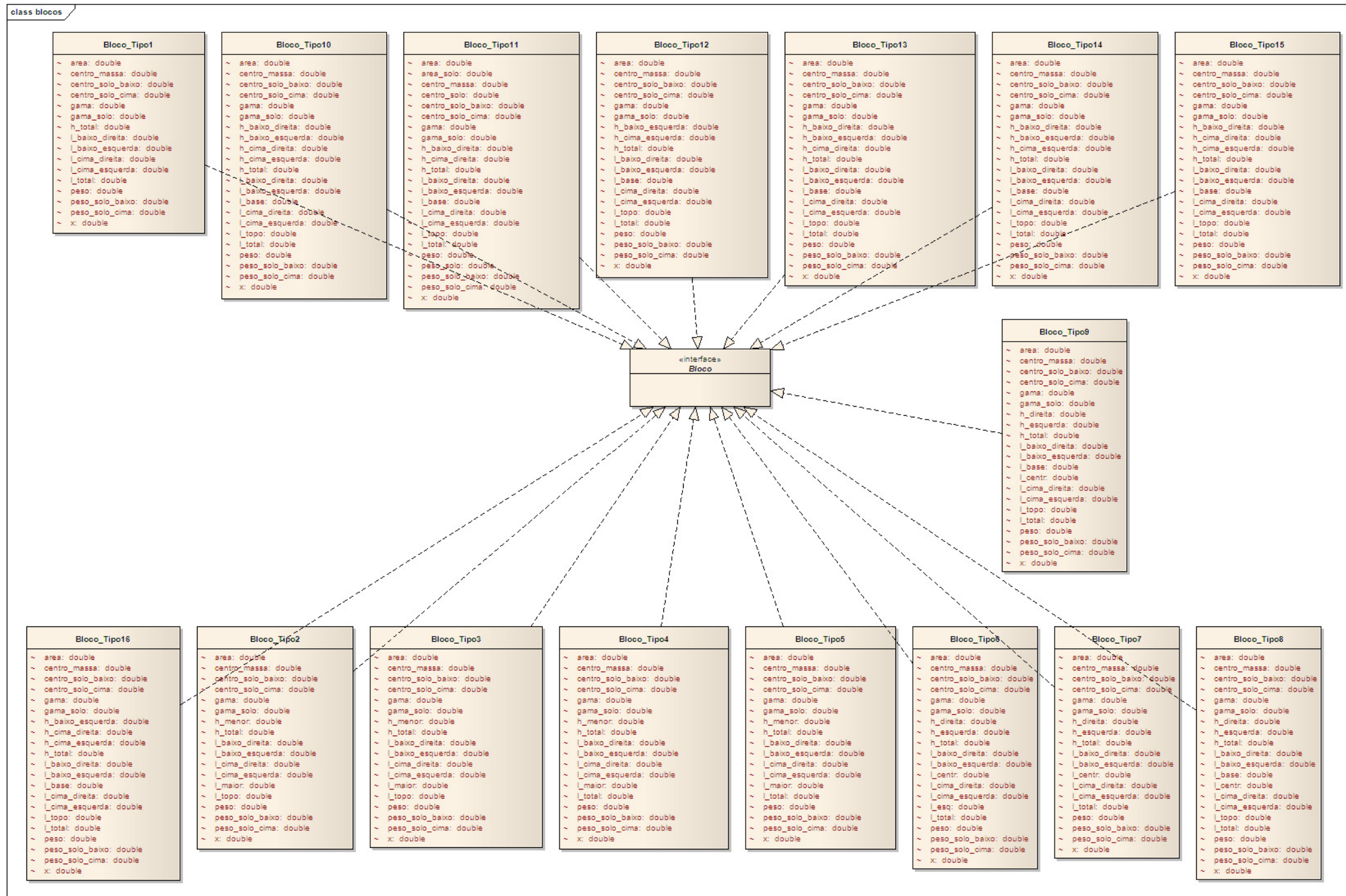


Fig.6 – Diagrama UML para Tipos de Blocos

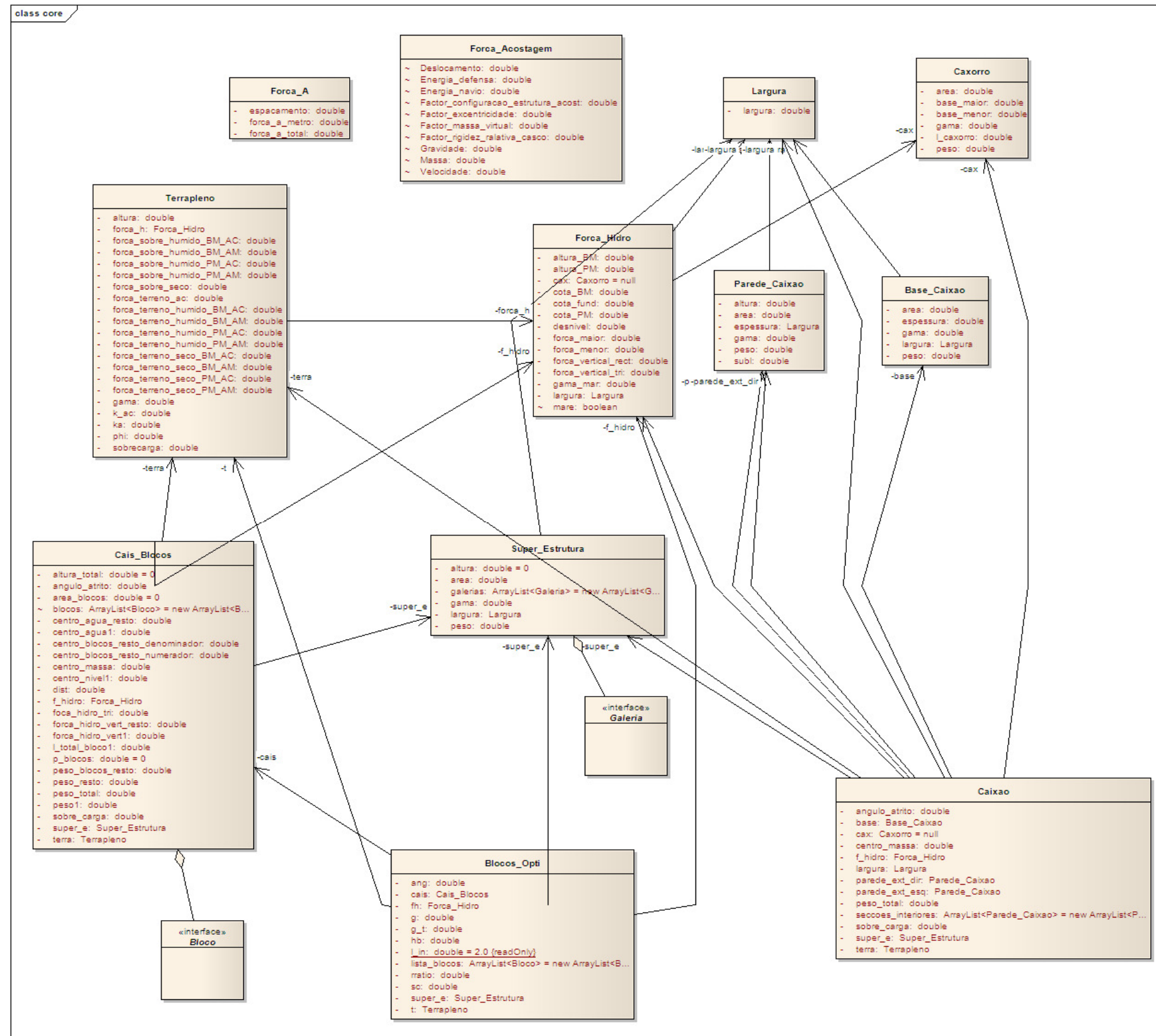


Fig.7 – Diagrama UML Geral

3.2. POTENCIALIDADES E LIMITAÇÕES

A ferramenta foi realizada com vista a dimensionar e otimizar estruturas de acostagem gravíticas.

É aplicável para o cálculo de estruturas compostas por caixões, aduelas ou blocos pré-fabricados.

No caso do dimensionamento de estruturas compostas por blocos, a ferramenta apenas permite o cálculo de estruturas compostas por blocos de dezasseis tipos, sendo que todos eles em corte são variações de rectângulos, em que um ou mais vértices se encontram alterados. Ainda para este caso os desenvolvimento longitudinal destes blocos é sempre o de um prisma de duas faces iguais em corte. É importante realçar que alguns tipos de blocos são adequados a construir o primeiro bloco (ou bloco base). Uma das condicionantes do programa é que o paramento do lado do mar seja vertical, à excepção do primeiro bloco.

Os blocos não podem ainda ultrapassar no sentido do terrapleno uma linha vertical imaginária, a passar no ponto mais distante em relação ao mar do primeiro bloco.

No caso de estruturas compostas por caixões/aduelas, desde que bem definidas pelas suas dimensões, não existe qualquer limitação quanto à sua forma.

A super-estrutura é considerada no caso dos caixões/aduelas, como tendo uma largura igual à base dos mesmos e no caso dos blocos pré-fabricados igual à largura plana do último bloco, não sendo permitido ao utilizador alterar estes dados.

As galerias a incorporar na super-estrutura, podem ser definidas pelo utilizador. No entanto apenas podem tomar a forma, em corte, de rectângulo, meia-cana ou circunferência.

Está previsto o uso de cachorros no caso de estruturas compostas por caixões/aduelas. Caberá ao utilizador definir perfeitamente esses mesmos cachorros. É de realçar que ao introduzir um cachorro o programa por defeito introduz um de cada lado da estrutura, não sendo possível alterar esta situação.

É permitido ao utilizador definir toda e qualquer propriedade do terrapleno a suportar. O programa apenas se encontra apto a incorporar um único tipo de solo, com uma altura igual à altura total da estrutura.

O utilizador pode optar por calcular a força de acostagem recorrendo ao próprio programa que lhe fornecerá não só a energia que a defesa deve suportar, como uma lista de “sítios” onde o utilizador poderá consultar dados técnicos de distribuidores destas mesmas defensas, e consequentemente obter esta mesma força de acostagem. É de realçar que a força de acostagem deve posteriormente ser inserida manualmente.

O programa permite obter facilmente para todas as combinações de condições (preia-mar/baixa-mar, acostagem/amarração), todos os factores visados nestes dimensionamento: o factor de segurança ao derrube, o factor de segurança ao deslizamento e por fim as tensões máxima e mínima na base da estrutura.

Outros valores como o peso total da estrutura, o peso de material de enchimento da aduela/caixão, serão também passíveis de serem obtidos, bastando para isso que o utilizador exporte os resultados.

É possível exportar estes resultados numéricos em formato Excel (formato .xls, o formato .xlsx ainda não é suportado) e ainda exportar cortes esquemáticos como imagens.

O programa permite ainda ao utilizador guardar os resultados da sua análise e realizar comparações, tanto a nível de dados como resultados, com projectos anteriores armazenados na biblioteca de resultados do programa.

É ainda disponibilizado ao utilizador uma série de cortes de projectos já executados, bem como sugestões de valores para alguns dos dados, de forma a permitir ao utilizador uma referência, caso o seu projecto se enquadre numa situação semelhante às que se encontram na base de dados.

Valores como a cota de preia-mar e de baixa-mar são disponibilizados ao utilizador. Estes valores estão sempre associados a zonas específicas.

As acções consideradas para cada análise não são definidas pelo utilizador, estando estas pré-definidas.

No caso da ‘optimização’ de soluções, esta é bastante mais limitativa.

Para caixões e aduelas esta optimização relativa apenas poderá ser feita para um tipo de material de enchimento, e para o caso de blocos pré-fabricados, a ‘optimização’ realizar-se-á para blocos rectangulares com altura constante, com uma redução gradual da sua largura e ainda com o seu número a ser fixado pelo projectista.

Esta solução optimizada será feita em função dos factores de segurança e tensões máximas e mínimas na base definidas pelo utilizador.

Por fim o programa permite que ao mudar o tipo de projecto, de aduelas/caixões para blocos, os dados comuns apareçam imediatamente preenchidos, podendo o utilizador alterar esses mesmos dados ou, se assim o entender, manter esses valores.

3.3. CONSIDERAÇÕES NO CÁLCULO DE ESTRUTURAS COMPOSTAS POR ADUELAS E CAIXÕES

No caso de caixões e aduelas o cálculo é exactamente idêntico. O programa apenas toma para o caso das aduelas o valor 0 para a espessura da base.

A análise é feita por metro linear de estrutura.

Todas as propriedades da estrutura, como o seu peso, área e centro de massa, são calculadas após todas as dimensões e pesos volúmicos dos materiais necessárias para o efeito serem introduzidas pelo utilizador. É importante realçar que nenhuma componente da estrutura é desprezada para o cálculo do peso. Os cachorros e galerias, caso existam, são incorporados no cálculo.

As forças hidráulicas e do terrapleno, são automaticamente calculadas para a situação de preia e baixa-mar, cabendo ao utilizador definir alguns parâmetros.

No caso das forças hidráulicas bastará definir as cotas de preia e baixa-mar, o peso volúmico da água salgada e o desnível que eventualmente pretende considerar. As propriedades do cachorro caso exista, bem como a largura da base da estrutura, serão definidas previamente, sendo depois essa informação utilizada para o cálculo destas mesmas forças. Tal como para o cálculo do peso da estrutura, os cachorros são também incorporados no cálculo do impulso vertical.

As forças que resultam destes cálculo são duas forças horizontais (uma maior e outra menor caso exista desnível) uma força vertical resultante de um diagrama de pressões simétrico e uma outra resultante de um diagrama triangular, novamente apenas quando se fizer sentir algum desnível de maré.

Para o cálculo das acções do terrapleno, são analisadas não só as forças causadas pelo próprio solo bem como as forças originadas por sobrecargas sobre o mesmo, podendo estas ser originadas por solo não submerso sobre solo submerso.

Para definição destas forças o programa recorre às fórmulas propostas por Rankine. Cabe ao utilizador definir especificamente para este cálculo todas as propriedades do solo, nomeadamente, o seu ângulo de atrito interno, o seu peso volúmico saturado, e ainda o seu coeficiente de impulso passivo, pois este não será calculado segundo Rankine, e ainda de definir uma sobrecarga sobre o terrapleno.

Como resultado serão calculadas, para cada estado de maré bem como para o estado passivo e activo do solo, as forças realizadas pelo solo submerso, pelo solo saturado, pela sobrecarga (sendo esta sobrecarga igual ao peso exercido pelo solo saturado, acrescido da sobrecarga definida pelo utilizador, apenas no caso do estado passivo) exercida sobre o solo submerso e ainda, apenas para o estado passivo, a força resultante da acção da sobrecarga introduzida pelo utilizador, sobre o solo saturado.

Os pontos de aplicação destas forças são, para o caso das originadas por sobrecargas, a meio da altura do estrato considerado, para as restantes a um terço da altura das mesmas (em relação à cota mais baixa desse mesmo estrato).

As forças de acostagem bem como a de amarração são introduzidas directamente pelo utilizador, devendo ainda este definir o espaçamento entre defensas e cabeços de amarração. Como a análise é feita por metro de comprimento em planta, o programa dividirá esta força introduzida pelo espaçamento associado. O ponto de aplicação desta força é considerado como sendo no topo da estrutura.

O ângulo de atrito entre a base e o solo de fundação deve também ser definido pelo utilizador.

3.4. CONSIDERAÇÕES NO CÁLCULO DE ESTRUTURAS COMPOSTAS POR BLOCOS PRÉ-FABRICADOS

A análise é feita por metro de bloco em planta.

Para o cálculo do peso total desta estrutura é necessário definir geometricamente os blocos, bem como o seu peso volúmico, e ainda definir o peso volúmico do solo do terraplino.

O peso é calculado incorporando o peso de cada bloco, mais o peso do terreno que se encontra entre o ponto mais distante em relação ao paramento do lado do mar do primeiro bloco e o ponto mais perto do mar mas ainda em contacto com o solo desse mesmo bloco.

Imediatamente após este cálculo, é obtido o centro de massa correspondente a este peso.

As forças resultantes da acção do terraplino são calculadas do mesmo modo, evidenciado no ponto anterior.

Já para o caso das forças hidráulicas, o cálculo é análogo, à excepção do cálculo da força vertical.

A força hidráulica vertical é calculada recorrendo ao valor da área submersa, sendo posteriormente calculado o centro geométrico dessa mesma área e consequente ponto de aplicação dessa mesma força (é importante lembrar que apenas a componente horizontal do centro geométrico interessa para efeitos de cálculo).

Esta análise por comprimento de bloco nestas condições conduzirá aos mesmos resultados que por metro linear, não fazendo sentido neste caso incorporar uma análise por comprimento de bloco.

3.5. CÁLCULO DOS DIVERSOS FACTORES PRETENDIDOS

Todos os valores são calculados para a preia e baixa-mar. As alterações prendem-se com o valor das forças e o seu braço e o seu cálculo é realizado pelo programa no cálculo independente das próprias forças.

3.5.1. FACTOR DE SEGURANÇA AO DERRUBE PARA CONDIÇÕES DE AMARRAÇÃO

Nestas condições o derrube é analisado no sentido do mar, pois a força de amarração gera um momento derrubador nesse sentido.

A análise é feita em relação ao eixo da base mais à esquerda (lado do mar por defeito para o programa) da estrutura, sendo este o eixo da base ou, caso exista, o eixo do cachorro.

O momento destabilizador tem diversos componentes, sendo estas o momento originado pela força hidráulica horizontal maior, as duas forças hidráulicas verticais (o momento gerado pela força vertical correspondente ao diagrama rectangular de pressões será 0 caso a distribuição de massas da estrutura seja simétrica), o momento causado pelas diferentes forças geradas pelo terraplino para o estado activo e finalmente pelo momento obtido para a força de amarração.

O momento estabilizador será composto pelo momento causado pelo peso da própria estrutura (descontando o momento causado pelas galerias, caso existam), acrescido do momento gerado pela força hidráulica horizontal menor.

O factor de segurança será o resultado da razão entre os momentos estabilizador e o destabilizador.

3.5.2. FACTOR DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO PARA CONDIÇÕES DE AMARRAÇÃO

Tal como no caso anterior o deslizamento é analisado no sentido da acção causada pela força de amarração, ou seja no sentido do mar.

A força vertical total é o resultado da subtracção ao peso total da estrutura do peso virtual associado às galerias, caso existam, e das duas forças hidráulicas verticais.

A resultante horizontal é obtida pela soma de todas as forças resultantes da acção do terraplino, mais uma vez para o estado de impulso activo, coma força de amarração e a força hidráulica horizontal de maior valor, sendo que será ainda necessário subtrair o valor da força hidráulica menor.

O factor de segurança ao deslizamento será obtido através da razão entre o produto da resultante vertical e a tangente do ângulo de atrito entre a base da estrutura e solo de fundação pela resultante horizontal.

3.5.3. TENSÕES NA BASE PARA CONDIÇÕES DE AMARRAÇÃO

Para este efeito o programa calcula a área e a inércia da base da estrutura, calculando seguidamente os momentos em relação ao centro de massa da estrutura projectado na base.

As forças consideradas são as mencionadas no ponto 3.5.1., tomando os seus momentos associados valor diferente, pois também o ponto de referência é diferente. Para efeitos de cálculo, é considerado positivo o momento no sentido do derrube para o mar.

Posteriormente, em função do sinal do momento resultante, o programa indica onde será a tensão máxima ou mínima, conforme esteja a ser analisada, no extremo esquerdo ou no direito e calcula qual a distância entre o centro de massa e esse ponto na horizontal.

O cálculo das tensões máxima e mínima é feito de forma clássica.

3.5.4. FACTOR DE SEGURANÇA AO DERRUBE PARA CONDIÇÕES DE ACOSTAGEM

O derrube é agora analisado no sentido do terraplino e calculado em relação a um ponto de rotação instalado no eixo mais afastado do mar da base da estrutura, podendo este pertencer à estrutura em si ou ao cachorro, caso este exista. Tal acontece pois o momento gerado pela força de acostagem é no sentido anteriormente mencionado.

No cálculo do momento estabilizador os momentos considerados são os gerados pelo peso da estrutura, pela força hidráulica horizontal menor e pelas acções resultantes do terraplino (de notar que a sobrecarga aplicada directamente no terraplino não é considerada), considerando o coeficiente de impulso definido pelo utilizador. É ainda subtraído o valor do momento gerado pelas galerias.

O momento destabilizador resulta do somatório dos momentos gerados pelas forças hidráulicas, excepto a mencionada para o momento estabilizador, e o momento correspondente à força de acostagem.

Os cálculos seguintes são análogos aos descritos no ponto 3.5.1.

3.5.5. FACTOR DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO PARA CONDIÇÕES DE ACOSTAGEM

A análise do deslizamento é, neste caso, feita no sentido do terrapleno, sentido este que é também o sentido da força de acostagem.

A resultante vertical é obtida como descrito em 3.5.2..

O valor total da força horizontal é obtido pela soma da força de acostagem e força hidráulica horizontal maior e pela subtração a este resultado de todas as forças originadas pelo terrapleno e da força hidráulica menor.

O restante cálculo é igual ao explicado em 3.5.2..

Havendo a necessidade de fixar um valor para o coeficiente de impulso, pode ocorrer a situação de o deslizamento se dar não no sentido do terrapleno, mas sim no sentido do mar. Tal é impossível fisicamente, e indica apenas que não será mobilizada tamanha reacção por parte do solo, assim caso tal aconteça o programa não apresentará um valor para o factor de segurança, mas sim um aviso de que para a situação descrita o derrube não acontecerá nesse sentido.

3.5.6. TENSÕES NA BASE PARA CONDIÇÕES DE ACOSTAGEM

As tensões na base são calculadas analogamente ao descrito em 3.5.2., sendo que as diferenças se prendem apenas com o cálculo da resultante de momentos.

A resultante de momentos é calculada considerando as forças mencionadas no ponto anterior, tanto para o momento destabilizador como estabilizador, mudando o ponto de referência para o centro de massa da estrutura projectado na base da mesma.

O restante processo já foi descrito em 3.5.2.

3.5.7. ESQUEMAS DE APLICAÇÃO DAS DIVERSAS ACÇÕES

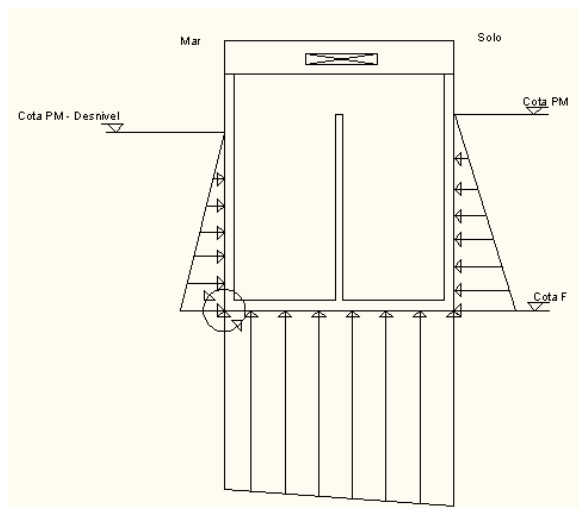


Fig.8 – Esquema de Impulsos da Água para a Situação de Preia-Mar Amarração

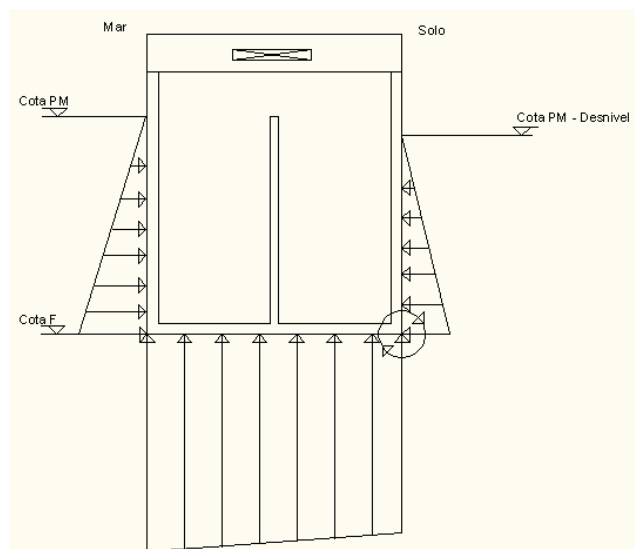


Fig.9 – Esquema de Impulsos da Água para a Situação de Preia-Mar Acostagem

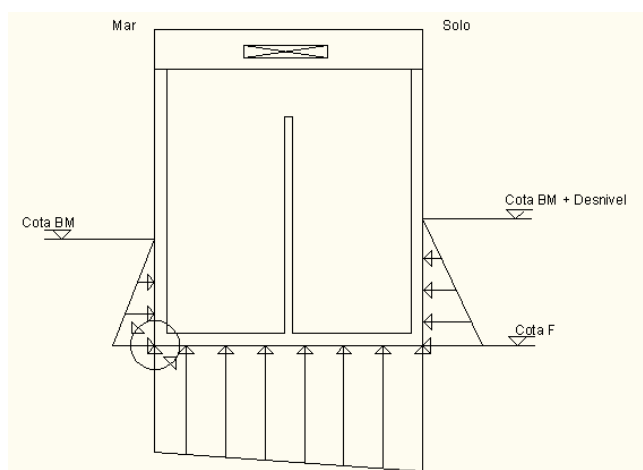


Fig.10 – Esquema de Impulsos da Água para a Situação de Baixa-Mar Amarração

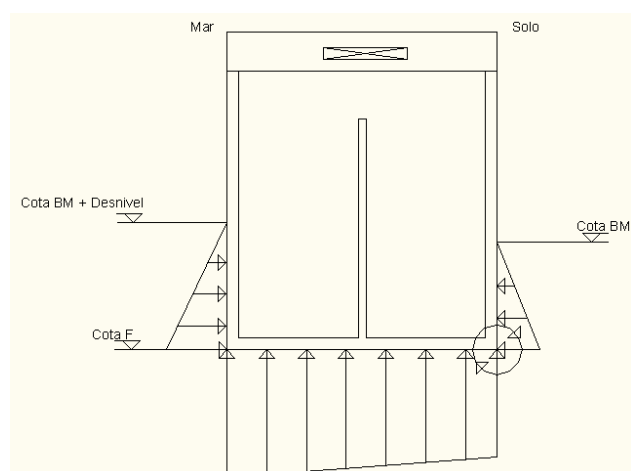


Fig.11 – Esquema de Impulsos da Água para a Situação de Baixa-Mar Acostagem

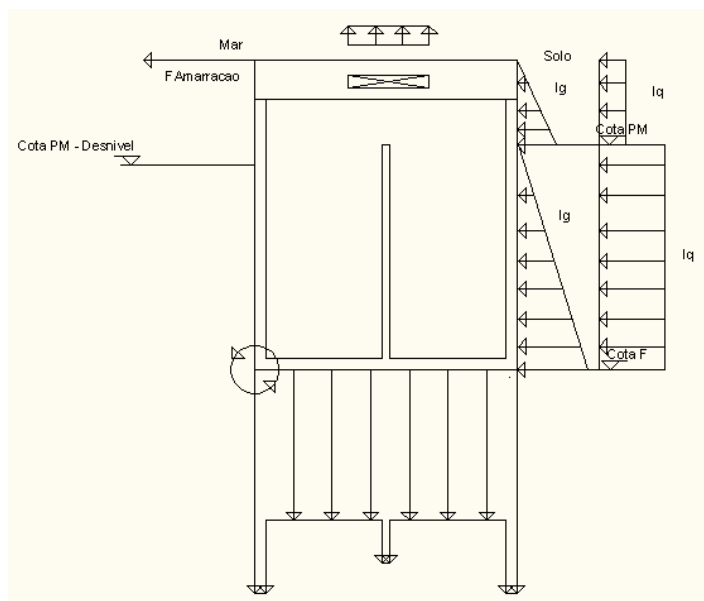


Fig.12 – Esquema das Restantes Acções para a Situação de Preia-Mar Amarração

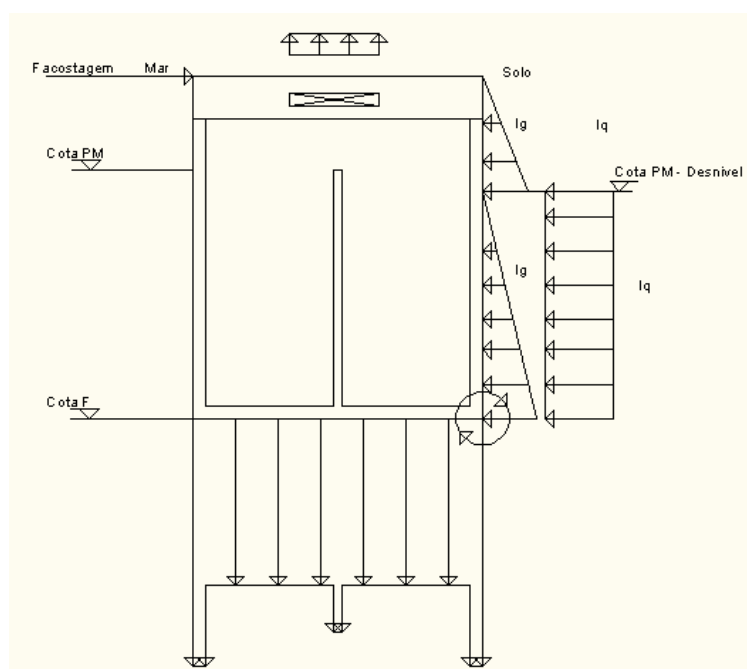


Fig.13 – Esquema das Restantes Acções para a Situação de Preia-Mar Acostagem

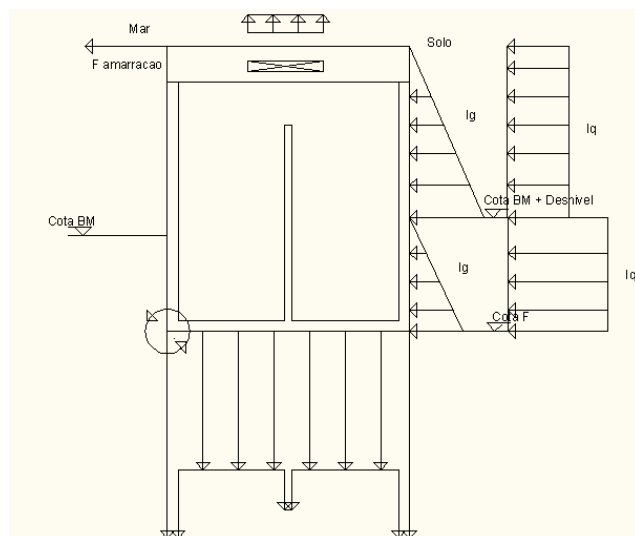


Fig.14 – Esquema das Restantes Acções para a Situação de Baixa-Mar Amarração

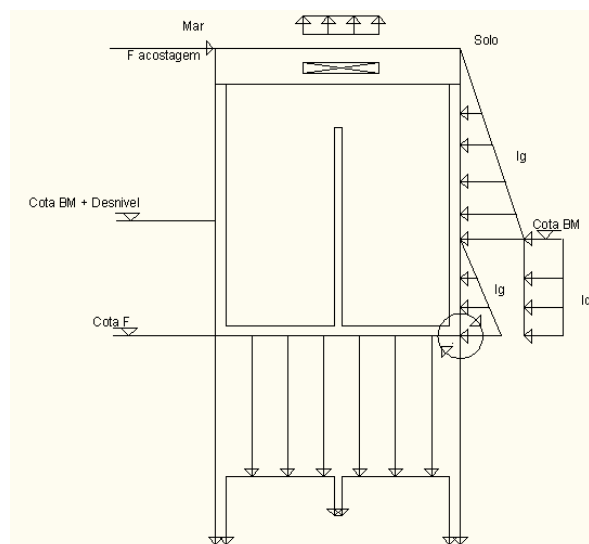


Fig.15 – Esquema das Restantes Acções para a Situação de Baixa-Mar Acostagem

As acções representadas por I_q resultam de sobrecargas e as forças representadas por I_g , da acção directa do solo.

Todas as acções verticais, à excepção das representadas para o caso das acções hidráulicas, são referentes ao peso próprio da estrutura.

4

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

4.1. JUSTIFICAÇÃO

No cálculo das estruturas de acostagem, bem como de muitas outras, é necessário ao projectista fixar uma série de valores, pois raramente lhe são fornecidos todos os dados necessários ao correcto dimensionamento das mesmas. Como tal é do melhor interesse do projectista saber quais os factores mais determinantes no dimensionamento das estruturas.

Assim procede-se a uma breve análise da influência de alguns dos factores nos resultados finais e a uma avaliação da variação percentual dos resultados finais.

Os factores analisados a que se associa uma determinada margem de variabilidade, foram os seguintes:

- Força de Amarração/Força de Acostagem
- Cota de Preia-Mar
- Cota de Fundação
- Largura Total
- Largura do Cachorro
- Peso Volúmico do Material de Enchimento
- Ângulo de Atrito Interno
- Peso Volúmico do Terreno
- Peso Volúmico da Água
- Desnível de Maré
- Sobrecargas
- Bloco Base

4.2. ANÁLISE DE UM CAIS COMPOSTO POR UM CAIXÃO

4.2.1. CÁLCULO INICIAL

O esquema geral do cais analisado foi o seguinte:

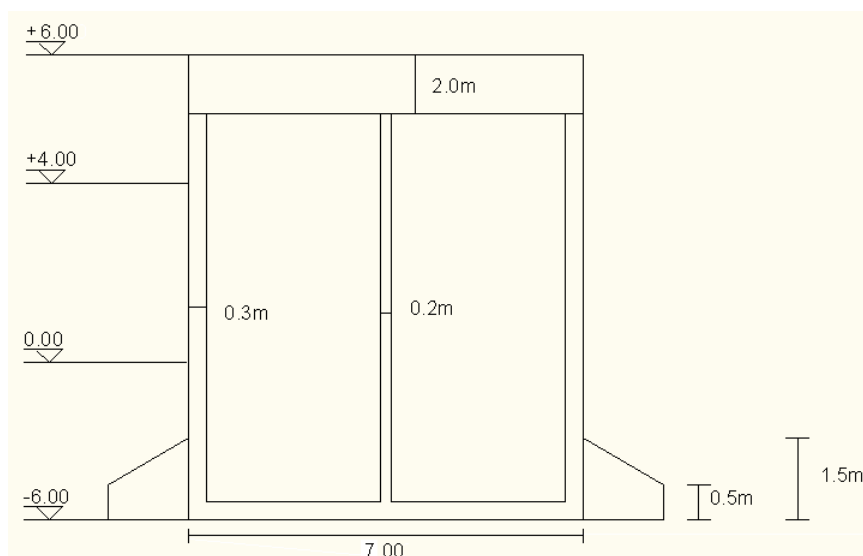


Fig.16 – Esquema do Corte do Caixão

Os dados definidos inicialmente são os em seguida indicados:

Espessura das paredes e base exterior de 0.3 m, sendo a espessura da parede interior de 0.2 m. O peso volúmico do betão destas mesmas paredes foi fixado em 24 kN/m³. A largura da base (sem cachorros) é de 7 m e a altura das paredes (excluindo a espessura da base) é de 9.7 m.

A largura das secções interiores é igual e de 3.1 m, sendo o peso volúmico do material de enchimento de 20 kN/m³.

A super-estrutura tem 2 m de altura e um peso volúmico de 26 kN/m³.

Não foram consideradas quaisquer galerias.

Foram introduzidos cachorros, tendo estes uma largura de 1.5 m, uma altura máxima de 1.5 m e uma altura mínima de 0.5 m, com um peso volúmico é de 24 kN/m³.

A cota de fundação foi fixada nos -6.0 m Z.H., sendo a cota de preia-mar de +4.0 Z.H. e a cota de baixa-mar de 0.0 Z.H.. O peso volúmico da água considerado foi 10 kN/m³. Foi ainda introduzido um desnível hidrostático de 0.5m.

O peso volúmico do solo introduzido foi de 20 kN/m³, com um ângulo de atrito interno de 45°.

A força de acostagem total foi fixada nos 1500 kN e a força de amarração considerada foi de 600 kN (valor corrente nos cais comerciais dos portos portugueses). O espaçamento entre cabeços de amarração e defensas foi admitido de 10 m.

Foi ainda considerada uma sobrecarga de 30 kN/m sobre a estrutura e de 50 kN/m sobre o terreno.

O ângulo de atrito entre a base da estrutura e o solo de fundação foi de 27°.

Para estes dados os resultados obtidos através do programa foram:

Quadro.1 – Cálculo Base

Preia-Mar Amarração		
FS Derrube	1.7	kN/m ²
FS Deslizamento	2.6	
Tensão Máxima	236	
Tensão Mínima	26	

Preia-Mar Acostagem		
FS Derrube	1.9	kN/m ²
FS Deslizamento	-1.6	
Tensão Máxima	162	
Tensão Mínima	101	

Baixa-Mar Amarração		
FS Derrube	2.3	kN/m ²
FS Deslizamento	3.3	
Tensão Máxima	262	
Tensão Mínima	50	

Baixa-Mar Acostagem		
FS Derrube	2.9	kN/m ²
FS Deslizamento	-1.5	
Tensão Máxima	272	
Tensão Mínima	40	

Os valores de factor de segurança “negativos” apenas aparecem neste caso de teste. Quando tal acontece o programa não fornece este valor, mas apenas um N/A, significando isto que não ocorre instabilização no sentido analisado.

4.2.2. FORÇA DE AMARRAÇÃO/FORÇA DE ACOSTAGEM

Para um incremento de 10% de ambas as forças, passando a força de acostagem a ser de 1650 kN e a de amarração de 660 kN:

Quadro.2 – Incremento da Força de Amarração/Acostagem

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.6	kN/m ²	-5.88%
FS Deslizamento	2.6		0.00%
Tensão Máxima	241		2.12%
Tensão Mínima	21		-19.23%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8	kN/m ²	-5.26%
FS Deslizamento	-1.7		6.25%
Tensão Máxima	151		-6.79%
Tensão Mínima	112		10.89%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2.3	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	3.2		-3.03%
Tensão Máxima	266		1.53%
Tensão Mínima	45		-10.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.8	kN/m ²	-3.45%
FS Deslizamento	-1.5		0.00%
Tensão Máxima	261		-4.04%
Tensão Mínima	51		27.50%

O facto de a tensão máxima aumentar para a situação de amarração e diminuir para a situação de acostagem, prende-se com o sentido do momento total, sendo no caso da amarração no sentido do momento gerado pela mesma e no caso da acostagem no sentido oposto.

Para as tensões mínimas o raciocínio é análogo.

A maior alteração percentual ocorre para o caso das tensões mínimas, mas tal facto deve-se ao valor inicial das mesmas ser desde logo muito baixo. Em valor absoluto a alteração mínima que ocorre é de 11 kN/m², o que não é uma alteração significativa.

Já para uma redução de 10% destes mesmos valores (força de acostagem de 1350 kN e força de amarração de 540 kN):

Quadro.3 – Redução da Força de Amarração/Acostagem

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.7	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	2.7		3.85%
Tensão Máxima	232		-1.69%
Tensão Mínima	30		15.38%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.9	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	-1.6		0.00%
Tensão Máxima	172		6.17%
Tensão Mínima	90		-10.89%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2.4	kN/m ²	4.35%
FS Deslizamento	3.4		3.03%
Tensão Máxima	266		1.53%
Tensão Mínima	54		8.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	3	kN/m ²	3.45%
FS Deslizamento	-1.5		0.00%
Tensão Máxima	282		3.68%
Tensão Mínima	29		-27.50%

Os efeitos em valor absoluto são praticamente iguais aos anteriores, sendo que obviamente onde antes ocorria uma redução agora ocorre um incremento e vice-versa.

Quadro.4 – Variação Total da Força de Amarração/Acostagem

Preia-Mar Amarração	Variação Total (+/-)
FS Derrube	5.88%
FS Deslizamento	3.85%
Tensão Máxima	3.81%
Tensão Mínima	34.61%

Preia-Mar Acostagem	Variação Total (+/-)
FS Derrube	5.26%
FS Deslizamento	6.25%
Tensão Máxima	12.96%
Tensão Mínima	21.78%

Baixa-Mar Amarração	Variação Total (+/-)
FS Derrube	4.35%
FS Deslizamento	6.06%
Tensão Máxima	3.06%
Tensão Mínima	18.00%

Baixa-Mar Acostagem	Variação Total (+/-)
FS Derrube	6.90%
FS Deslizamento	0.00%
Tensão Máxima	7.72%
Tensão Mínima	55.00%

Analisando esta última tabela pode-se ver que a influência desta variável não é muito grande para a hipótese da variação adoptada. No entanto para casos muito próximos dos valores limites, poderia levar ao incumprimento dos critérios de projecto.

A força de acostagem é fixada de acordo com diversos factores, nomeadamente navio tipo e velocidade de acostagem. Tal facto leva a que esta possa ter uma grande variação, dando assim maior relevo à importância de uma correcta avaliação prévia porque está associada à cota mínima (Zero Hidrográfico). A força de amarração por seu lado, é fixada através dos cabeços de amarração que transmitem uma energia máxima pré-definida, logo a sua fixação é mais controlada, sendo que para haver uma mudança da força de amarração transmitida terá forçosamente que haver uma alteração de cabeços de amarração.

4.2.3. COTA DE PREIA-MAR

O valor da cota de baixa-mar tem sido mais ou menos consensual. No entanto quando toca à cota de preia-mar a situação é diferente.

Assim em seguida foi analisada a estrutura para novas cotas de preia-mar.

As cotas escolhidas foram: 0.0 m Z.H., 2.0 m Z.H., 3.8 m Z.H., 4.2 m Z.H. e ainda 4.4 m Z.H..

Tais valores não foram escolhidos ao acaso. O primeiro diz respeito a estruturas no Mediterrâneo ou no Báltico o seguinte foi escolhido por ser um valor usualmente admitido para os Açores e a Madeira, o valor de 3.8 Z.H. por ainda se realizarem alguns projectos em que se admite esta como a cota de preia-mar e os dois últimos para simular um possível aumento do nível médio das águas por alterações climáticas. A estimativa destes dois últimos valores foi feita recorrendo ao incremento anual previsto para a costa portuguesa, valor este de 0.002 m/ano, tendo sido analisada a situação ao fim de 100 e 200 anos respectivamente (não foi considerada qualquer maré meteorológica).

Quadro.5 – Cota de Preia-Mar 0.0 m Z.H.

Preia-Mar Amarração				Variação
FS Derrube	2.4	kN/m ²		41.18%
FS Deslizamento	3.4			30.77%
Tensão Máxima	267			13.14%
Tensão Mínima	52			100.00%

Preia-Mar Acostagem				Variação
FS Derrube	3.1	kN/m ²		63.16%
FS Deslizamento	-1.4			-12.50%
Tensão Máxima	293			80.86%
Tensão Mínima	26			-74.26%

Quadro.6 – Cota de Preia-Mar 2.0 m Z.H.

Preia-Mar Amarração				Variação
FS Derrube	2	kN/m ²		17.65%
FS Deslizamento	3.1			19.23%
Tensão Máxima	248			5.08%
Tensão Mínima	42			61.54%

Preia-Mar Acostagem				Variação
FS Derrube	2.3	kN/m ²		21.05%
FS Deslizamento	-1.7			6.25%
Tensão Máxima	214			32.10%
Tensão Mínima	77			-23.76%

Quadro.7 – Cota de Preia-Mar 3.8 m Z.H.

Preia-Mar Amarração				Variação
FS Derrube	1.7	kN/m ²		0.00%
FS Deslizamento	2.7			3.85%
Tensão Máxima	238			0.85%
Tensão Mínima	28			7.69%

Preia-Mar Acostagem				Variação
FS Derrube	1.9	kN/m ²		0.00%
FS Deslizamento	-1.7			6.25%
Tensão Máxima	165			1.85%
Tensão Mínima	100			-0.99%

Quadro.8 – Cota de Preia-Mar 4.2 m Z.H.

Preia-Mar Amarração				Variação
FS Derrube	1.6	kN/m ²		-5.88%
FS Deslizamento	2.6			0.00%
Tensão Máxima	236			0.00%
Tensão Mínima	24			-7.69%

Preia-Mar Acostagem				Variação
FS Derrube	1.8	kN/m ²		-5.26%
FS Deslizamento	-1.6			0.00%
Tensão Máxima	159			-1.85%
Tensão Mínima	101			0.00%

Quadro.9 – Cota de Preia-Mar 4.4 m Z.H.

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.6	kN/m ²	-5.88%
FS Deslizamento	2.5		-3.85%
Tensão Máxima	235		-0.42%
Tensão Mínima	21		-19.23%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8	kN/m ²	-5.26%
FS Deslizamento	-1.5		-6.25%
Tensão Máxima	156		-3.70%
Tensão Mínima	101		0.00%

Pelos quadros anteriores podem-se tirar algumas conclusões imediatas.

Qualquer estrutura projectada para as condições de maré de Portugal continental será, em princípio, uma estrutura sobredimensionada caso seja executada em qualquer um dos arquipélagos. O único problema que pode surgir será em relação às tensões mínimas, pois estas sofreram um agravamento.

Usar uma cota de preia-mar de 3.8 m Z.H. será sempre um risco pois acaba por ser uma atenuação das forças destabilizadoras. No entanto pela análise feita, não se pode dizer que se traduza num erro muito significativo, sendo que será importante apenas para situações limite.

Uma subida do nível médio do mar, de acordo com o previsto, dificilmente se pode considerar muito gravosa para estas estruturas. No entanto tal como para o caso anterior, se as estruturas estiverem dimensionadas no limite do aceitável, este efeito poderá fazer com que as estruturas não respeitem os critérios previstos.

4.2.4. COTA DE FUNDAÇÃO

Para esta análise foram escolhidos os valores -8 m Z.H., -10 m Z.H. e 12 m Z.H., sendo este último o novo valor de cota de fundação das docas em Leixões.

Para esta análise não foram introduzidas quaisquer alterações na força de acostagem, embora ao baixar os fundos seja provável que o cais passe a ser utilizado por navios de maior dimensão.

Foi introduzido um aumento na parede do caixão para satisfazer sempre a condição da super-estrutura estar toda ela (2m de altura) fora de água, mesmo para a preia-mar.

Os restantes valores foram mantidos constantes, incluindo a largura total.

Quadro.10 – Cota de Fundação -8 m Z.H.

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.5		-11.76%
FS Deslizamento	2.4		-7.69%
Tensão Máxima	280	kN/m ²	18.64%
Tensão Mínima	11	kN/m ²	-57.69%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8		-5.26%
FS Deslizamento	-1.2		-25.00%
Tensão Máxima	229	kN/m ²	41.36%
Tensão Mínima	63	kN/m ²	-37.62%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2		-13.04%
FS Deslizamento	3.2		-3.03%
Tensão Máxima	303	kN/m ²	15.65%
Tensão Mínima	38	kN/m ²	-24.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.7		-6.90%
FS Deslizamento	-1.3		-13.33%
Tensão Máxima	344	kN/m ²	26.47%
Tensão Mínima	-3	kN/m ²	-107.50%

Quadro.11 – Cota de Fundação -10 m Z.H.

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.4		-17.65%
FS Deslizamento	2.3		-11.54%
Tensão Máxima	330	kN/m ²	39.83%
Tensão Mínima	-9	kN/m ²	-134.62%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8		-5.26%
FS Deslizamento	-0.9		-43.75%
Tensão Máxima	322	kN/m ²	98.77%
Tensão Mínima	-1	kN/m ²	-100.99%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.8		-21.74%
FS Deslizamento	2.9		-12.12%
Tensão Máxima	348	kN/m ²	32.82%
Tensão Mínima	22	kN/m ²	-56.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.5		-13.79%
FS Deslizamento	-1.1		-26.67%
Tensão Máxima	434	kN/m ²	59.56%
Tensão Mínima	-64	kN/m ²	-260.00%

Quadro.12 – Cota de Fundação -12 m Z.H.

Preia-Mar Amarração			Varição
FS Derrube	1.3	kN/m ²	-23.53%
FS Deslizamento	2.1		-19.23%
Tensão Máxima	387		63.98%
Tensão Mínima	-36		-238.46%

Preia-Mar Acostagem			Varição
FS Derrube	1.8	kN/m ²	-5.26%
FS Deslizamento	-0.8		-50.00%
Tensão Máxima	447		175.93%
Tensão Mínima	-96		-195.05%

Baixa-Mar Amarração			Varição
FS Derrube	1.6	kN/m ²	-30.43%
FS Deslizamento	2.7		-18.18%
Tensão Máxima	400		52.67%
Tensão Mínima	0		-100.00%

Baixa-Mar Acostagem			Varição
FS Derrube	2.4	kN/m ²	-17.24%
FS Deslizamento	-1		-33.33%
Tensão Máxima	547		101.10%
Tensão Mínima	-148		-470.00%

Rapidamente se nota que uma alteração da cota de fundação, mesmo sem agravar a força de acostagem, leva imediatamente a severas alterações no comportamento da estrutura.

Para a cota mais alta das analisadas, -8.0 m Z.H., já são registadas tracções, embora muito baixas, para a situação de acostagem durante a baixa-mar e o factor de segurança ao derrube para as condições de amarração em preia-mar toma o valor de 1.5, considerado geralmente o factor mínimo.

À medida que se foi aumentando a profundidade, todos os resultados se agravaram. Para a situação de maior profundidade, -12 m Z.H., registam-se tracções na base em todas as situações exceptuando uma em que esse valor é nulo. Ainda para esta cota de fundação o factor de segurança ao derrube na situação de amarração durante a preia-mar já não é satisfatório e para a mesma amarração durante a baixa-mar o valor de factor de segurança ao derrube apresenta também um valor muito próximo do limite.

É de notar que muitas vezes se procede a rebaixamentos de fundos, e como ficou evidenciado por esta análise, tal processo deve ser feito com o maior dos cuidados, para que o cais satisfaça todas as condições de segurança.

4.2.5. LARGURA TOTAL

Por vezes, por necessidades alheias à análise de estabilidade da estrutura, é necessário aumentar a largura da mesma. Um exemplo claro ocorre quando há a necessidade de instalar uma grua no topo da mesma, que possua uma distância entre os pés do pórtico maior que a largura da estrutura.

Assim para verificar tal situação foi implementada uma alteração de + 3 m de largura total, tendo sido esta largura apenas reflectida na largura das secções interiores, tendo estas agora uma largura de 4.6 m.

Quadro.13 – Largura Total 10 m

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2		17.65%
FS Deslizamento	3.7		42.31%
Tensão Máxima	210	kN/m ²	-11.02%
Tensão Mínima	71	kN/m ²	173.08%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.1		10.53%
FS Deslizamento	-2.3		43.75%
Tensão Máxima	164	kN/m ²	1.23%
Tensão Mínima	117	kN/m ²	15.84%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2.9		26.09%
FS Deslizamento	4.7		42.42%
Tensão Máxima	237	kN/m ²	-9.54%
Tensão Mínima	98	kN/m ²	96.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	3.2		10.34%
FS Deslizamento	-2.1		40.00%
Tensão Máxima	241	kN/m ²	-11.40%
Tensão Mínima	93	kN/m ²	132.50%

Como esperado, ocorreu uma grande melhoria de todos os factores. No entanto, é preciso ter em conta que houve um incremento de quase 43% da largura total e que tal alteração implica um aumento de volumes de material praticamente equivalente e consequente agravamento de custos.

É ainda de realçar que a variação do FS ao deslizamento é praticamente equivalente à da largura da base.

Não se encontra no âmbito desta tese, nem se dispõe de dados que permitam comparar esta solução de incrementar a largura, com outra solução usada regularmente de criar uma segunda estrutura de apoio apenas para colocação do pé do pórtico da grua. Soluções deste tipo podem ser encontradas no Porto de Leixões.

4.2.6. LARGURA DOS CACHORROS

Um aumento da largura dos cachorros de 10% para 1.65 conduziu aos seguintes resultados:

Quadro.14 – Incremento da Largura Cachorros de 10%

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.7		0.00%
FS Deslizamento	2.6		0.00%
Tensão Máxima	228	kN/m ²	-3.39%
Tensão Mínima	28	kN/m ²	7.69%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.9		0.00%
FS Deslizamento	-1.6		0.00%
Tensão Máxima	158	kN/m ²	-2.47%
Tensão Mínima	99	kN/m ²	-1.98%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2.4		4.35%
FS Deslizamento	3.3		0.00%
Tensão Máxima	253	kN/m ²	-3.44%
Tensão Mínima	51	kN/m ²	2.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.9		0.00%
FS Deslizamento	-1.5		0.00%
Tensão Máxima	262	kN/m ²	-3.68%
Tensão Mínima	42	kN/m ²	5.00%

Quadro.15 – Redução da Largura Cachorros de 10%

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.6		-5.88%
FS Deslizamento	2.6		0.00%
Tensão Máxima	245	kN/m ²	3.81%
Tensão Mínima	23	kN/m ²	-11.54%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8		-5.26%
FS Deslizamento	-1.6		0.00%
Tensão Máxima	166	kN/m ²	2.47%
Tensão Mínima	103	kN/m ²	1.98%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2.3		0.00%
FS Deslizamento	3.3		0.00%
Tensão Máxima	271	kN/m ²	3.44%
Tensão Mínima	48	kN/m ²	-4.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.9		0.00%
FS Deslizamento	-1.5		0.00%
Tensão Máxima	282	kN/m ²	3.68%
Tensão Mínima	37	kN/m ²	-7.50%

Face aos quadros anteriores a influência dos cachorros parece extremamente pequena. Tal situação ocorre pois um aumento/redução de 10% da largura é apenas um aumento /redução de 0.15 m.

Como tal em seguida foi feita uma análise em que a largura dos cachorros passou a ser 3 m e outra em que se eliminaram os mesmos

Quadro.16 – Aumento da Largura dos Cachorros para 3m

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.8		5.88%
FS Deslizamento	2.7		3.85%
Tensão Máxima	176	kN/m ²	-25.42%
Tensão Mínima	39	kN/m ²	50.00%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2		5.26%
FS Deslizamento	-1.7		6.25%
Tensão Máxima	132	kN/m ²	-18.52%
Tensão Mínima	84	kN/m ²	-16.83%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2.6		13.04%
FS Deslizamento	3.4		3.03%
Tensão Máxima	195	kN/m ²	-25.57%
Tensão Mínima	58	kN/m ²	16.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	3		3.45%
FS Deslizamento	-1.5		0.00%
Tensão Máxima	201	kN/m ²	-26.10%
Tensão Mínima	52	kN/m ²	30.00%

Quadro.17 – Sem Cachorros

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.5	kN/m ²	-11.76%
FS Deslizamento	2.5		-3.85%
Tensão Máxima	374		58.47%
Tensão Mínima	-25		-196.15%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.7	kN/m ²	-10.53%
FS Deslizamento	-1.6		0.00%
Tensão Máxima	221		36.42%
Tensão Mínima	84		-16.83%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2	kN/m ²	-13.04%
FS Deslizamento	3.2		-3.03%
Tensão Máxima	410		56.49%
Tensão Mínima	9		-82.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.7	kN/m ²	-6.90%
FS Deslizamento	-1.5		0.00%
Tensão Máxima	431		58.46%
Tensão Mínima	-11		-127.50%

Com esta nova alteração facilmente se evidencia a importância que tem a utilização dos cachorros, pois através de uma ligeira mudança, que em termos de volumes é praticamente insignificante quando comparada com medidas que afectem a largura total da estrutura, se consegue uma grande variação de todos os factores. Apenas o factor de segurança ao deslizamento é comparativamente pouco afectado por esta alteração.

É ainda importante realçar que um aumento da largura dos cachorros não prejudica nenhum dos factores.

4.2.7. PESO VOLÚMICO DO MATERIAL DE ENCHIMENTO

O peso volúmico do material de enchimento considerado inicialmente foi de 20 kN/m³, peso este que está associado a solo natural ou enrocamento.

Em seguida serão testados três novos materiais de enchimento: água com 10 kN/m³ de peso volúmico, uma areia com 18 kN/m³ e um betão pobre com 23 kN/m³.

Quadro.18 – Peso Volúmico do Material de Enchimento de 10 kN/m³

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.2	kN/m ²	-29.41%
FS Deslizamento	1.3		-50.00%
Tensão Máxima	177		-25.00%
Tensão Mínima	-34		-230.77%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.4	kN/m ²	-26.32%
FS Deslizamento	-0.8		-50.00%
Tensão Máxima	101		-37.65%
Tensão Mínima	41		-59.41%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.6	kN/m ²	-30.43%
FS Deslizamento	1.9		-42.42%
Tensão Máxima	202		-22.90%
Tensão Mínima	-10		-120.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.2	kN/m ²	-24.14%
FS Deslizamento	-0.9		-40.00%
Tensão Máxima	212		-22.06%
Tensão Mínima	-20		-150.00%

Quadro.19 – Peso Volúmico do Material de Enchimento de 18 kN/m³

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.6		-5.88%
FS Deslizamento	2.4		-7.69%
Tensão Máxima	224	kN/m ²	-5.08%
Tensão Mínima	14	kN/m ²	-46.15%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8		-5.26%
FS Deslizamento	-1.5		-6.25%
Tensão Máxima	150	kN/m ²	-7.41%
Tensão Mínima	89	kN/m ²	-11.88%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2.2		-4.35%
FS Deslizamento	3		-9.09%
Tensão Máxima	250	kN/m ²	-4.58%
Tensão Mínima	38	kN/m ²	-24.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.8		-3.45%
FS Deslizamento	-1.4		-6.67%
Tensão Máxima	260	kN/m ²	-4.41%
Tensão Mínima	28	kN/m ²	-30.00%

Quadro.20 – Peso Volúmico do Material de Enchimento de 23 kN/m³

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.8		5.88%
FS Deslizamento	3		15.38%
Tensão Máxima	255	kN/m ²	8.05%
Tensão Mínima	44	kN/m ²	69.23%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2		5.26%
FS Deslizamento	-1.9		18.75%
Tensão Máxima	180	kN/m ²	11.11%
Tensão Mínima	119	kN/m ²	17.82%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2.5		8.70%
FS Deslizamento	3.8		15.15%
Tensão Máxima	280	kN/m ²	6.87%
Tensão Mínima	68	kN/m ²	36.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	3.1		6.90%
FS Deslizamento	-1.7		13.33%
Tensão Máxima	290	kN/m ²	6.62%
Tensão Mínima	58	kN/m ²	45.00%

O peso volúmico do material de enchimento influencia bastante os resultados. Neste caso concreto apenas a água não respeitaria as condições de segurança, salvaguardando que se desconhece o limite imposto para a tensão máxima.

4.2.8. ÂNGULO DE ATRITO INTERNO

O ângulo de atrito interno inicial considerado foi de 45° , estando este associado ao habitualmente considerado para enrocamento. Com vista a analisar unicamente a influência deste factor, foi escolhido um material com um peso volúmico igual e um ângulo de atrito interno diferente. Neste caso foi considerado solo de aterro, com um peso volúmico de 20 kN/m^3 e um ângulo de atrito interno de 20°

Quadro.21 – Ângulo de Atrito Interno de 20°

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.4	kN/m^2	-17.65%
FS Deslizamento	1.3		-50.00%
Tensão Máxima	296		25.42%
Tensão Mínima	-33		-226.92%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.8	kN/m^2	-21.74%
FS Deslizamento	1.6		-51.52%
Tensão Máxima	338		29.01%
Tensão Mínima	-26		-152.00%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.9	kN/m^2	0.00%
FS Deslizamento	-1.6		0.00%
Tensão Máxima	162		0.00%
Tensão Mínima	101		0.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.9	kN/m^2	0.00%
FS Deslizamento	-1.5		0.00%
Tensão Máxima	272		0.00%
Tensão Mínima	40		0.00%

Como se pode concluir, esta variação do ângulo de atrito interno, originou uma mudança drástica nos factores determinados para a situação de amarração, levando no caso de preia-mar à insatisfação de todos os critérios à excepção da tensão máxima (considerando um mínimo de 1.5 para os factores de segurança e 0 para as tensões mínimas).

Não ocorre qualquer alteração para o caso da acostagem pois cabe ao utilizador definir o coeficiente de impulsão passivo (K_p) e é este que entra para o cálculo em presença de situações de acostagem.

4.2.9. Peso Volúmico do Solo

A seguinte análise foi feita em duas partes. Numa primeira fase para avaliar exclusivamente a influência directa do peso volúmico do terreno na análise de estabilidade destes cais, foi introduzida uma variação de +/- 10% do peso volúmico inicial. Em seguida foi feita uma análise mais realista atribuindo pesos volúmcicos de diferentes solos e os seus respectivos ângulos de atrito.

Quadro.22 – Peso Volúmico do Solo de 22 kN/m³

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.6	kN/m ²	-5.88%
FS Deslizamento	2.4		-7.69%
Tensão Máxima	240		1.69%
Tensão Mínima	22		-15.38%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.9	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	-1.3		-18.75%
Tensão Máxima	184		13.58%
Tensão Mínima	79		-21.78%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2.3	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	3.1		-6.06%
Tensão Máxima	266		1.53%
Tensão Mínima	46		-8.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	3	kN/m ²	3.45%
FS Deslizamento	-1.3		-13.33%
Tensão Máxima	295		8.46%
Tensão Mínima	16		-60.00%

O aumento do peso volúmico do solo levou a um agravamento das condições de instabilidade para a situação de amarração, tendo todos os factores piorado. Já para o caso da acostagem o factor de segurança ao derrube melhora ligeiramente, pois para este caso as forças do solo são consideradas como estabilizadoras.

Quadro.23 – Peso Volúmico do Solo de 18 kN/m³

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.7	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	2.9		11.54%
Tensão Máxima	232		-1.69%
Tensão Mínima	30		15.38%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8	kN/m ²	-5.26%
FS Deslizamento	-2.2		37.50%
Tensão Máxima	153		-5.56%
Tensão Mínima	109		7.92%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2.4	kN/m ²	4.35%
FS Deslizamento	3.6		9.09%
Tensão Máxima	258		-1.53%
Tensão Mínima	54		8.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.8	kN/m ²	-3.45%
FS Deslizamento	-1.8		20.00%
Tensão Máxima	248		-8.82%
Tensão Mínima	64		60.00%

O efeito foi exactamente o contrário, tendo todos os factores apresentado uma melhoria.

Passando agora para a segunda parte da análise, foi considerado um solo arenoso com um peso volúmico de 18 kN/m^3 e um ângulo de atrito interno de 30° .

Quadro.24 – Peso Volúmico do Solo de 18 kN/m^3 e Ângulo de Atrito Interno de 30°

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.6		-5.88%
FS Deslizamento	2		-23.08%
Tensão Máxima	259	kN/m^2	9.75%
Tensão Mínima	4	kN/m^2	-84.62%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8		-5.26%
FS Deslizamento	-2.2		37.50%
Tensão Máxima	153	kN/m^2	-5.56%
Tensão Mínima	109	kN/m^2	7.92%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2.1		-8.70%
FS Deslizamento	2.4		-27.27%
Tensão Máxima	293	kN/m^2	11.83%
Tensão Mínima	19	kN/m^2	-62.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.8		-3.45%
FS Deslizamento	-1.8		20.00%
Tensão Máxima	248	kN/m^2	-8.82%
Tensão Mínima	64	kN/m^2	60.00%

A definição de um novo solo levou a uma alteração não favorável do ponto de vista da estabilidade em todos os factores em análise, sendo que esta se fez sentir mais para as situações de amarração.

Como já antes foi referido, o ângulo de atrito interno apenas contribui para a análise da estabilidade em situações de amarração, entrando para o cálculo do coeficiente de impulso activo. Assim, o efeito cumulativo deste factor e do peso volúmico do terreno não ocorre para a situação de acostagem.

O facto de o peso volúmico e do ângulo de atrito interno terem diminuído torna esta uma situação menos gravosa que a simples variação do ângulo de atrito interno. Tal acontece devido ao efeito desta variação dos dois parâmetros, para a situação de amarração, ser em sentido contrário.

4.2.10. PESO VOLÚMICO DA ÁGUA

Para este caso foi analisado o que ocorreria para um novo peso volúmico de 10.25 kN/m^3 , valor este geralmente considerado para a água salgada:

Quadro.25 – Peso Volúmico da Água de 10.25 kN/m^3

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.6		-5.88%
FS Deslizamento	2.6		0.00%
Tensão Máxima	235	kN/m^2	-0.42%
Tensão Mínima	24	kN/m^2	-7.69%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8		-5.26%
FS Deslizamento	-1.6		0.00%
Tensão Máxima	157	kN/m^2	-3.09%
Tensão Mínima	102	kN/m^2	0.99%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2.3		0.00%
FS Deslizamento	3.3		0.00%
Tensão Máxima	261	kN/m^2	-0.38%
Tensão Mínima	49	kN/m^2	-2.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.8		-3.45%
FS Deslizamento	-1.5		0.00%
Tensão Máxima	270	kN/m^2	-0.74%
Tensão Mínima	39	kN/m^2	-2.50%

Pelo quadro anterior pode-se concluir que utilizar um peso volúmico de 10 ou de 10.25 kN/m^3 não é muito relevante e embora assim possa parecer para o caso do factor de derrube, uma análise mais

cuidada, recorrendo a mais casa decimais, faria esta variação tender para 0. No entanto é importante realçar que por vezes uma mudança neste peso volúmico poderá alterar levemente os factores.

4.2.11. DESNÍVEL DE MARÉ

Foi feita uma análise não considerando qualquer desnível hidrostático para verificar a importância da sua inclusão no cálculo:

Quadro.26 – Cálculo Sem Desnível de Maré

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.7		0.00%
FS Deslizamento	3.3		26.92%
Tensão Máxima	219	kN/m ²	-7.20%
Tensão Mínima	40	kN/m ²	53.85%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.99		4.74%
FS Deslizamento	-1.4		-12.50%
Tensão Máxima	174	kN/m ²	7.41%
Tensão Mínima	85	kN/m ²	-15.84%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2.4		4.35%
FS Deslizamento	3.8		15.15%
Tensão Máxima	259	kN/m ²	-1.15%
Tensão Mínima	56	kN/m ²	12.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	3		3.45%
FS Deslizamento	-1.4		-6.67%
Tensão Máxima	280	kN/m ²	2.94%
Tensão Mínima	35	kN/m ²	-12.50%

Após esta análise conclui-se que o desnível contribui para um agravamento de grande parte dos factores, sendo a excepção à regra as tensões que podem sofrer alterações benéficas para algumas combinações. No entanto esta melhoria é pouco significativa, sobretudo quando comparada com o agravamento do factor de segurança ao deslizamento.

É de realçar que em condições normais para a análise da situação de acostagem, ou seja, caso o deslizamento fosse no sentido da força de acostagem o factor de segurança melhoraria quando fosse ignorado o desnível.

4.2.12. SOBRECARGAS

Como a sobrecarga sobre a estrutura é apenas somada algebricamente às tensões máximas, esta não será analisada.

Foi por isso apenas analisada a importância da consideração ou não da sobrecarga sobre o solo:

Quadro.27 – Cálculo Sem Sobrecarga no Solo

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.7		0.00%
FS Deslizamento	2.8		7.69%
Tensão Máxima	228	kN/m ²	-3.39%
Tensão Mínima	34	kN/m ²	30.77%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.9		0.00%
FS Deslizamento	-1.6		0.00%
Tensão Máxima	162	kN/m ²	0.00%
Tensão Mínima	101	kN/m ²	0.00%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2.4		4.35%
FS Deslizamento	3.6		9.09%
Tensão Máxima	255	kN/m ²	-2.67%
Tensão Mínima	56	kN/m ²	12.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.9		0.00%
FS Deslizamento	-1.5		0.00%
Tensão Máxima	272	kN/m ²	0.00%
Tensão Mínima	40	kN/m ²	0.00%

Como era de prever a existência ou não de sobrecarga não afecta nenhum dos factores para o caso da acostagem, uma vez que esta apenas se traduz numa maior força exercida pelo terraplino, forças essas que são consideradas como estabilizadoras e consequentemente minimizadas. Para tal minimização acontecer neste caso apenas se ignora a sobrecarga.

A existência ou não de sobrecarga não parece condicionar significativamente o comportamento da estrutura ao derrube ou quanto a tensões na base, no entanto ganha uma maior relevância no caso da instabilidade ao deslizamento.

4.2.13. CONCLUSÕES

Para se poder efectivamente concluir quais os parâmetros mais críticos em termos de resultados, não basta apenas olhar para a análise de sensibilidade, é preciso associar a esses factores um grau de incerteza de definição dos mesmos.

Factores como a cota de fundação, a largura total e a largura de cachorro, embora possam ter uma grande influência nos resultados finais, não são parâmetros que em geral tenham de ser estimados (são fixados pelo projectista e podem ser alterados em função dos resultados), ou seja o seu grau de incerteza associado é muito perto de zero, o que leva a concluir que embora seja importante saber qual a sua influência nos resultados, essa informação será útil para tomar certas decisões de projecto.

Há um elevado grau de dificuldade na fixação da força de acostagem, devido ao facto de muitas vezes só se saber depois do projecto feito quais as defensas instaladas e também graças à dificuldade em fixar diversos factores que intervêm directamente no cálculo da energia transmitida pelo navio à defesa durante a acostagem, como por exemplo a velocidade de acostagem, tornam-se factores com os quais se deve ter especial atenção devido sobretudo à vasta gama de valores que podem ter.

Assim factores com grande influência nos resultados mas com pequeno grau de incerteza tornam-se em geral menos perigosos de fixar do que factores com menor influência mas com um grande grau de incerteza.

Em síntese algumas conclusões que podem ser tiradas são:

- Considerar sobrecargas (estimadas correctamente) sobre o solo e desnível de maré é bastante importante, pois estes factores têm uma influência considerável nos resultados;
- Utilizar o peso volúmico de água doce ou salgada é praticamente indiferente para os resultados;
- Alterações na cota de fundação provocam alterações significativas na estabilidade da estrutura;
- Ligeiras variações das cotas de maré não deverão originar grandes problemas, mas se a variação for considerável o agravamento da instabilidade irá ocorrer para todas os casos analisados;
- A utilização de cachorros em vez de um aumento da largura da base da estrutura produz melhores resultados e tem custos associados menores;
- O peso volúmico do material de enchimento tem particular influência na análise da instabilidade ao deslizamento, não descorando as restantes análises. A sua definição deve também ser cuidada devido à sua contribuição directa para o peso próprio da estrutura;
- O tipo de solo e a correcta definição do mesmo é vital pois tanto o ângulo de atrito interno como o peso volúmico do solo têm uma grande contribuição para a estabilidade/instabilidade da estrutura. A sua relevância para os restantes factores é menor mas ainda assim relevante. Assim se percebe o frequente uso de prismas de alívio;
- Solos que favorecem as condições de acostagem prejudicam as de amarração;
- É necessário avaliar com cuidado as forças de acostagem e amarração;

4.3. ANÁLISE DE UM CAIS COMPOSTO POR BLOCOS

A análise do cais de blocos foi feita para avaliar se os factores analisados têm a mesma importância no cálculo dos cais de blocos e no cálculo dos compostos por caixões/aduelas.

Todas as análises foram feitas para os mesmos valores que no caso anterior a menos quando mencionado em contrário.

4.3.1. CÁLCULO INICIAL

Todos os dados se mantiveram iguais aos do caixão analisado, sendo que as únicas diferenças se prendem obviamente com a geometria.

A análise foi feita por metro linear e o esquema em corte do cais é o seguinte:

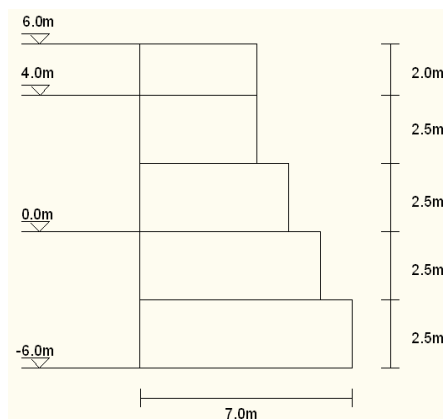


Fig.17 – Esquema do Corte do Cais de Blocos

Por hipótese, todos os blocos têm uma altura de 2.5 m e a largura do bloco da base é de 7 m, sendo que os seguintes blocos têm uma largura de 6 m, 5 m e 4 m respectivamente.

O cais é constituído por 4 blocos mais a super-estrutura e não 5 blocos. Como último dado foi admitido que o peso volúmico dos blocos seria de 24 kN/m^3 .

Para estes dados os resultados fornecidos pelo programa foram os seguintes:

Quadro.28 – Cálculo Base Blocos

Preia-Mar Amarração			
FS Derrube	1.5	kN/m ²	
FS Deslizamento	2.9		
Tensão Máxima	399		
Tensão Mínima	-19		

Preia-Mar Acostagem			
FS Derrube	1.8	kN/m ²	
FS Deslizamento	-1.8		
Tensão Máxima	250		
Tensão Mínima	139		

Baixa-Mar Amarração			
FS Derrube	2.1	kN/m ²	
FS Deslizamento	3.6		
Tensão Máxima	432		
Tensão Mínima	18		

Baixa-Mar Acostagem			
FS Derrube	2.9	kN/m ²	
FS Deslizamento	-1.6		
Tensão Máxima	451		
Tensão Mínima	-3		

Como se pode ver desde logo este cais apresenta ligeira tracções e, tal como para o caso do caixão, não ocorre derrube no sentido do solo para a situação de acostagem.

É importante realçar que sendo o valor das tensões mínimas muito próximo de 0 em três dos quatro casos, é natural que na análise seguinte qualquer alteração ligeira leve a uma variação em percentagem muito grande, em especial para a situação de acostagem durante a baixa-mar.

4.3.2. FORÇA DE AMARRAÇÃO/FORÇA DE ACOSTAGEM

Tal como para o caso do caixão, primeiro foi feito o cálculo para uma força de acostagem de 1650 kN e uma força de amarração de 660 kN. Tendo sido em seguida feita a análise para um nova força de acostagem agora de 1350 kN e uma força de amarração de 540 kN.

Quadro.29 – Incremento da Força de Amarração/Acostagem

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.5	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	2.8		-3.45%
Tensão Máxima	407		2.01%
Tensão Mínima	-28		-47.37%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	-1.8		0.00%
Tensão Máxima	228		-8.80%
Tensão Mínima	162		16.55%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2	kN/m ²	-4.76%
FS Deslizamento	3.5		-2.78%
Tensão Máxima	440		1.85%
Tensão Mínima	9		-50.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.8	kN/m ²	-3.45%
FS Deslizamento	-1.7		6.25%
Tensão Máxima	430		-4.66%
Tensão Mínima	20		766.67%

Quadro.30 – Redução da Força de Amarração/Acostagem

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.5	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	2.9		0.00%
Tensão Máxima	390		-2.26%
Tensão Mínima	-10		47.37%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.9	kN/m ²	5.56%
FS Deslizamento	-1.7		-5.56%
Tensão Máxima	271		8.40%
Tensão Mínima	117		-15.83%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2.1	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	3.7		2.78%
Tensão Máxima	423		-2.08%
Tensão Mínima	27		50.00%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	3	kN/m ²	3.45%
FS Deslizamento	-1.6		0.00%
Tensão Máxima	472		4.66%
Tensão Mínima	-25		-733.33%

Os resultados obtidos para esta análise são em tudo semelhantes aos obtidos para a mesma análise quando feita para o caso do caixão. Assim, ao que parece, a influência é independente do tipo de cais escolhido.

Quadro.31 – Variação Total da Força de Amarração/Acostagem

Preia-Mar Amarração			Variação Total (+/-)	
FS Derrube			0.00%	
FS Deslizamento			3.45%	
Tensão Máxima			4.27%	
Tensão Mínima			94.74%	

Preia-Mar Acostagem			Variação Total (+/-)	
FS Derrube			5.56%	
FS Deslizamento			5.56%	
Tensão Máxima			17.20%	
Tensão Mínima			32.38%	

Baixa-Mar Amarração			Variação Total (+/-)	
FS Derrube			4.76%	
FS Deslizamento			5.56%	
Tensão Máxima			3.93%	
Tensão Mínima			100.00%	

Baixa-Mar Acostagem			Variação Total (+/-)	
FS Derrube			6.90%	
FS Deslizamento			6.25%	
Tensão Máxima			9.32%	
Tensão Mínima			1500.00%	

4.3.3. COTA DE PREIA-MAR

Pelas mesmas razões descritas no ponto 4.2.3., as cotas de preia-mar analisadas foram: 0.0 m Z.H., 2.0 m Z.H., 3.8 m Z.H., 4.2 m Z.H. e ainda 4.4 m Z.H..

Quadro.32 – Cota de Preia-Mar 0.0 m Z.H.

Preia-Mar Amarração				Variação	
FS Derrube	2.1	kN/m ²		40.00%	
FS Deslizamento	3.6			24.14%	
Tensão Máxima	439			10.03%	
Tensão Mínima	20			205.26%	

Preia-Mar Acostagem				Variação	
FS Derrube	3.1	kN/m ²		72.22%	
FS Deslizamento	-1.5			-16.67%	
Tensão Máxima	490			96.00%	
Tensão Mínima	-34			-124.46%	

Quadro.33 – Cota de Preia-Mar 2.0 m Z.H.

Preia-Mar Amarração				Variação	
FS Derrube	1.8	kN/m ²		20.00%	
FS Deslizamento	3.4			17.24%	
Tensão Máxima	412			3.26%	
Tensão Mínima	8			142.11%	

Preia-Mar Acostagem				Variação	
FS Derrube	2.3	kN/m ²		27.78%	
FS Deslizamento	-1.9			5.56%	
Tensão Máxima	344			37.60%	
Tensão Mínima	81			-41.73%	

Quadro.34 – Cota de Preia-Mar 3.8 m Z.H.

Preia-Mar Amarração				Variação	
FS Derrube	1.5	kN/m ²		0.00%	
FS Deslizamento	2.9			0.00%	
Tensão Máxima	399			0.00%	
Tensão Mínima	-15			21.05%	

Preia-Mar Acostagem				Variação	
FS Derrube	1.9	kN/m ²		5.56%	
FS Deslizamento	-1.8			0.00%	
Tensão Máxima	255			2.00%	
Tensão Mínima	137			-1.44%	

Quadro.35 – Cota de Preia-Mar 4.2 m Z.H.

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.5	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	2.8		-3.45%
Tensão Máxima	398		-0.25%
Tensão Mínima	-23		-21.05%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	-1.7		-5.56%
Tensão Máxima	245		-2.00%
Tensão Mínima	140		0.72%

Quadro.36 – Cota de Preia-Mar 4.4 m Z.H.

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.5	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	2.7		-6.90%
Tensão Máxima	398		-0.25%
Tensão Mínima	-27		-42.11%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	-1.7		-5.56%
Tensão Máxima	241		-3.60%
Tensão Mínima	140		0.72%

Embora os resultados sejam ligeiramente diferentes dos obtidos para o caso do caixão, a influência deste parâmetro é praticamente igual nas duas análises realizadas.

4.3.4. COTA DE FUNDAÇÃO

O cálculo foi novamente feito para os valores -8 m Z.H., -10 m Z.H. e -12 m Z.H., pelas razões já referidas.

Para satisfazer a altura necessária para cada 2 m de que se afundou a cota foram somados 0.5 m de altura a cada bloco.

Quadro.37 – Cota de Fundação -8 m Z.H.

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.4	kN/m ²	-6.67%
FS Deslizamento	2.7		-6.90%
Tensão Máxima	484		21.30%
Tensão Mínima	-55		-189.47%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	-1.3		-27.78%
Tensão Máxima	381		52.40%
Tensão Mínima	54		-61.15%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.8	kN/m ²	-14.29%
FS Deslizamento	3.4		-5.56%
Tensão Máxima	512		18.52%
Tensão Mínima	-12		-166.67%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.7	kN/m ²	-6.90%
FS Deslizamento	-1.4		-12.50%
Tensão Máxima	593		31.49%
Tensão Mínima	-99		-3200.00%

Quadro.38 – Cota de Fundação -10 m Z.H.

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.3	kN/m ²	-13.33%
FS Deslizamento	2.5		-13.79%
Tensão Máxima	581		45.61%
Tensão Mínima	-104		-447.37%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	-1		-44.44%
Tensão Máxima	565		126.00%
Tensão Mínima	-87		-162.59%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.6	kN/m ²	-23.81%
FS Deslizamento	3.3		-8.33%
Tensão Máxima	601		39.12%
Tensão Mínima	-53		-394.44%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.5	kN/m ²	-13.79%
FS Deslizamento	-1.2		-25.00%
Tensão Máxima	771		70.95%
Tensão Mínima	-233		-7666.67%

Quadro.39 – Cota de Fundação -12 m Z.H.

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.2	kN/m ²	-20.00%
FS Deslizamento	2.4		-17.24%
Tensão Máxima	692		73.43%
Tensão Mínima	-167		-778.95%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	-0.9		-50.00%
Tensão Máxima	811		224.40%
Tensão Mínima	-293		-310.79%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.4	kN/m ²	-33.33%
FS Deslizamento	3.1		-13.89%
Tensão Máxima	701		62.27%
Tensão Mínima	-104		-677.78%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.4	kN/m ²	-17.24%
FS Deslizamento	-1.1		-31.25%
Tensão Máxima	994		120.40%
Tensão Mínima	-415		-13733.33%

Esta caso é bastante mais complicado de comparar, pois ao aumentar a cota de fundação é necessário aumentar a altura total da estrutura. Neste caso, a opção tomada foi a de aumentar simplesmente a altura por bloco, não compensando a sua largura para manter o centro de massa da estrutura no mesmo ponto a nível horizontal. Já no caixão ao simplesmente aumentar a altura o centro de massa do ponto de vista horizontal não muda. Este deslocamento do centro de massa é evidente sobretudo ao analisar as tensões na base, pois só isso justifica as grandes alterações. Assim é demasiado arriscado concluir se uma variação de cota de fundação afecta mais gravemente um cais de blocos ou um cais composto por caixões/aduelas.

Apenas se pode referir que ao baixar os fundos, o dimensionamento de um novo cais de blocos com base no pré-existente, parece ser muito mais complexo do que no caso de um cais de caixões/aduelas,

4.3.5. LARGURA TOTAL

Ao contrário do caso dos cais compostos por caixões e aduelas, no caso dos blocos é possível aumentar a largura da base sem aumentar os restantes blocos. Ao tomar esta medida não ocorre um aumento tão grande de volume de betão, e é possível aumentar o peso próprio através do volume de solo sustentado pelo bloco base do cais.

Assim foi introduzido um novo cais, em que o bloco base tem uma largura de 10 m e os restantes blocos mantêm as suas dimensões.

Quadro.40 – Largura Bloco Base de 10 m

Preia-Mar Amarração		Variação	
FS Derrube	1.8		20.00%
FS Deslizamento	3.9		34.48%
Tensão Máxima	301	kN/m ²	-24.56%
Tensão Mínima	66	kN/m ²	447.37%

Preia-Mar Acostagem		Variação	
FS Derrube	2.1		16.67%
FS Deslizamento	-2.4		33.33%
Tensão Máxima	226	kN/m ²	-9.60%
Tensão Mínima	146	kN/m ²	5.04%

Baixa-Mar Amarração		Variação	
FS Derrube	2.7		28.57%
FS Deslizamento	4.9		36.11%
Tensão Máxima	333	kN/m ²	-22.92%
Tensão Mínima	104	kN/m ²	477.78%

Baixa-Mar Acostagem		Variação	
FS Derrube	3.3		13.79%
FS Deslizamento	-2.2		37.50%
Tensão Máxima	340	kN/m ²	-24.61%
Tensão Mínima	97	kN/m ²	3333.33%

Como se pode observar esta alteração tornaria desde logo todos os critérios satisfatórios. Numa primeira análise esta pareceria a medida mais eficaz a tomar. No entanto, tal como havia sido dito para o caso de caixões, esta medida implica um aumento de volumes enorme, sendo por isso uma opção muito dispendiosa.

Em termos comparativos é seguro afirmar que, tanto no primeiro caso como neste, a largura da base desempenha um papel fundamental na análise de estabilidade.

4.3.6. MODIFICAÇÃO DO BLOCO BASE

Não existem cachorros quando se constroem cais de blocos. Num entanto muitas vezes o bloco base toma diversas formas com o intuito de melhorar o comportamento da estrutura.

A opção foi analisar um tipo de bloco base que parece ser utilizado frequentemente em projecto, tomando o caixão esta nova forma:

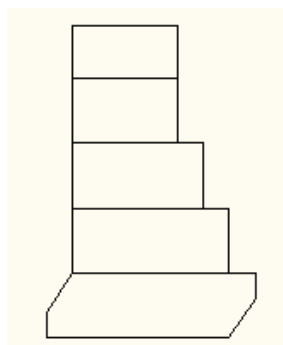


Fig.18 – Esquema do Corte do cais de Blocos com Novo Bloco Base

O bloco base manteve as suas dimensões, sendo que as duas irregularidades, correspondem a um corte nos cantos, que formam triângulos com 1 m de largura e altura.

Quadro.41 – Novo Bloco Base

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.6		6.67%
FS Deslizamento	3.2		10.34%
Tensão Máxima	450	kN/m ²	12.78%
Tensão Mínima	22	kN/m ²	215.79%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8		0.00%
FS Deslizamento	-2		11.11%
Tensão Máxima	279	kN/m ²	11.60%
Tensão Mínima	161	kN/m ²	15.83%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2.3		9.52%
FS Deslizamento	4		11.11%
Tensão Máxima	486	kN/m ²	12.50%
Tensão Mínima	65	kN/m ²	261.11%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.9		0.00%
FS Deslizamento	-1.8		12.50%
Tensão Máxima	507	kN/m ²	12.42%
Tensão Mínima	49	kN/m ²	1733.33%

Uma conclusão imediata que pode ser tirada é que esta solução resolve os problemas das tracções na base. O principal entrave ao uso desta solução será o aumento das já elevadas tensões máximas.

Esta mudança agravaria ainda o deslizamento no sentido do mar, pois o factor de segurança passou a ser menor em valor absoluto. No entanto a sua influência é relativamente pequena e neste caso seria irrelevante pois não ocorre derrube nesse sentido.

Tal como no caso dos caixões/aduelas, parece mais razoável optar por medidas alternativas a um aumento da largura da base.

4.3.7. ÂNGULO DE ATRITO INTERNO

Tal como no caso de caixões/aduelas foi considerado agora um novo solo de aterro, com um peso volúmico de 20 kN/m³, igual ao inicial, e um ângulo de atrito interno de 20°, ao invés dos iniciais 45°.

Quadro.42 – Ângulo de Atrito Interno de 20°

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.3		-13.33%
FS Deslizamento	1.5		-48.28%
Tensão Máxima	516	kN/m ²	29.32%
Tensão Mínima	-144	kN/m ²	-657.89%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8		0.00%
FS Deslizamento	-1.8		0.00%
Tensão Máxima	250	kN/m ²	0.00%
Tensão Mínima	139	kN/m ²	0.00%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.5		-28.57%
FS Deslizamento	1.7		-52.78%
Tensão Máxima	581	kN/m ²	34.49%
Tensão Mínima	-141	kN/m ²	-883.33%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.9		0.00%
FS Deslizamento	-1.6		0.00%
Tensão Máxima	451	kN/m ²	0.00%
Tensão Mínima	-3	kN/m ²	0.00%

Pode-se observar que esta diminuição no ângulo de atrito causa grandes alterações na análise para a situação de amarração (já foi explicado anteriormente o porquê de essa alteração não ocorrer para a situação de acostagem). Esta alteração agrava todos os factores.

Esta situação é em tudo semelhante ao que ocorreu aquando da mesma análise para a situação de caixões/aduelas.

4.3.8. Peso Volúmico do Solo

Esta análise segue exactamente o mesmo procedimento que a realizada para caixões/aduelas.

Primeiro foi analisada isoladamente a influência deste factor, recorrendo a um peso volúmico de 18 kN/m³ e 22 kN/m³.

Depois, para analisar o efeito real de uma mudança de solo foi adoptado um peso volúmico de 18 kN/m³ e um ângulo de atrito de 30°.

Quadro.43 – Peso Volúmico do Solo de 18 kN/m³

Preia-Mar Amarração				Variação
FS Derrube	1.5			0.00%
FS Deslizamento	3			3.45%
Tensão Máxima	386	kN/m ²		-3.26%
Tensão Mínima	-24	kN/m ²		-26.32%

Preia-Mar Acostagem				Variação
FS Derrube	1.8			0.00%
FS Deslizamento	-2.4			33.33%
Tensão Máxima	206	kN/m ²		-17.60%
Tensão Mínima	174	kN/m ²		25.18%

Baixa-Mar Amarração				Variação
FS Derrube	2			-4.76%
FS Deslizamento	3.7			2.78%
Tensão Máxima	418	kN/m ²		-3.24%
Tensão Mínima	15	kN/m ²		-16.67%

Baixa-Mar Acostagem				Variação
FS Derrube	2.8			-3.45%
FS Deslizamento	-1.9			18.75%
Tensão Máxima	398	kN/m ²		-11.75%
Tensão Mínima	36	kN/m ²		1300.00%

Para este caso não é evidente dizer que uma diminuição do peso volúmico do solo melhore ou piore a estabilidade da estrutura em geral.

Os factores de segurança ao derrube pioram todos, as tensões mínimas pioram para a situação de amarração mas melhoram para a de acostagem, e os factores de segurança ao deslizamento embora melhore para a amarração pioram para a acostagem.

Esta análise é mais complexa pois o peso volúmico do solo agora interfere directamente no cálculo do peso total da estrutura.

Os resultados são bastante distintos dos obtidos para o caixão.

Quadro.44 – Peso Volúmico do Solo de 22 kN/m³

Preia-Mar Amarração				Variação
FS Derrube	1.5			0.00%
FS Deslizamento	2.7			-6.90%
Tensão Máxima	411	kN/m ²		3.01%
Tensão Mínima	-15	kN/m ²		21.05%

Preia-Mar Acostagem				Variação
FS Derrube	1.9			5.56%
FS Deslizamento	-1.4			-22.22%
Tensão Máxima	297	kN/m ²		18.80%
Tensão Mínima	104	kN/m ²		-25.18%

Baixa-Mar Amarração				Variação
FS Derrube	2.1			0.00%
FS Deslizamento	3.4			-5.56%
Tensão Máxima	445	kN/m ²		3.01%
Tensão Mínima	21	kN/m ²		16.67%

Baixa-Mar Acostagem				Variação
FS Derrube	3			3.45%
FS Deslizamento	-1.4			-12.50%
Tensão Máxima	505	kN/m ²		11.97%
Tensão Mínima	-40	kN/m ²		-1233.33%

Os resultados foram simétricos aos anteriores.

Quadro.45 – Peso Volúmico do Solo de 18 kN/m^3 e Ângulo de Atrito Interno de 30°

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.4	kN/m^2	-6.67%
FS Deslizamento	2.1		-27.59%
Tensão Máxima	437		9.52%
Tensão Mínima	-80		-321.05%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8	kN/m^2	0.00%
FS Deslizamento	-2.4		33.33%
Tensão Máxima	206		-17.60%
Tensão Mínima	174		25.18%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.7	kN/m^2	-19.05%
FS Deslizamento	2.5		-30.56%
Tensão Máxima	485		12.27%
Tensão Mínima	-59		-427.78%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.8	kN/m^2	-3.45%
FS Deslizamento	-1.9		18.75%
Tensão Máxima	398		-11.75%
Tensão Mínima	36		1300.00%

Na situação de acostagem, única em que ocorre sobreposição de efeitos, esta mudança simultânea é especialmente preocupante no caso do derrube e da tensão mínima pois ambos os factores contribuem para o agravamento desses dois resultados. Para os outros dois resultados os efeitos dos factores são contrários sendo que o prevalece o efeito do ângulo de atrito interno.

4.3.9. PESO VOLÚMICO DA ÁGUA

Para o peso volúmico da água salgada, de 10.25 kN/m^3 , foram estes os resultados:

Quadro.46 – Peso Volúmico da Água de 10.25 kN/m^3

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.5	kN/m^2	0.00%
FS Deslizamento	2.8		-3.45%
Tensão Máxima	396		-0.75%
Tensão Mínima	-22		-15.79%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8	kN/m^2	0.00%
FS Deslizamento	-1.8		0.00%
Tensão Máxima	243		-2.80%
Tensão Mínima	142		2.16%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2	kN/m^2	-4.76%
FS Deslizamento	3.5		-2.78%
Tensão Máxima	430		-0.46%
Tensão Mínima	16		-11.11%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.8	kN/m^2	-3.45%
FS Deslizamento	-1.6		0.00%
Tensão Máxima	448		-0.67%
Tensão Mínima	-3		0.00%

Mais uma vez se verifica a consideração de um peso volúmico da água de 10 kN/m^3 não causa uma grande variação no resultado. No entanto, é importante realçar que continua a ser um desagravamento das condições e em situações limites, pode levar a incumprimentos das condições exigidas.

4.3.10. DESNÍVEL DE MARÉ

Será agora realizada uma análise desprezando o desnível de maré:

Quadro.47 – Cálculo Sem Desnível de Maré

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.5	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	3.6		24.14%
Tensão Máxima	366		-8.27%
Tensão Mínima	11		157.89%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.9	kN/m ²	5.56%
FS Deslizamento	-1.5		-16.67%
Tensão Máxima	276		10.40%
Tensão Mínima	106		-23.74%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2.1	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	4.1		13.89%
Tensão Máxima	425		-1.62%
Tensão Mínima	31		72.22%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	3	kN/m ²	3.45%
FS Deslizamento	-1.5		-6.25%
Tensão Máxima	467		3.55%
Tensão Mínima	-15		-400.00%

Tal como no caso dos caixões/aduelas este factor parece ter uma grande importância, sendo de realçar o seu contributo para a análise de estabilidade ao deslizamento.

Não considerar este factor vai no sentido contrário à segurança.

4.3.11. SOBRECARGAS

Será apenas analisada a influência da sobrecarga exercida no terreno, passando esta a ser agora desprezada :

Quadro.48 – Cálculo Sem Sobrecarga no Solo

Preia-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	1.5	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	3.1		6.90%
Tensão Máxima	382		-4.26%
Tensão Mínima	-2		89.47%

Preia-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	1.8	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	-1.8		0.00%
Tensão Máxima	250		0.00%
Tensão Mínima	139		0.00%

Baixa-Mar Amarração			Variação
FS Derrube	2.1	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	3.9		8.33%
Tensão Máxima	419		-3.01%
Tensão Mínima	32		77.78%

Baixa-Mar Acostagem			Variação
FS Derrube	2.9	kN/m ²	0.00%
FS Deslizamento	-1.6		0.00%
Tensão Máxima	451		0.00%
Tensão Mínima	-3		0.00%

Tal como acontecia quando considerado o cais composto por um caixão, não existe qualquer alteração na situação de acostagem (já foi explicado anteriormente).

Ignorar a sobrecarga traduz-se numa melhoria de todos os factores contemplados na análise da situação de amarração, exceptuando o factor de segurança ao derrube que permanece constante, sendo que se reflecte mais no factor de segurança ao deslizamento.

4.3.12. CONCLUSÕES

Os resultados obtidos para a análise do cais de blocos foram extremamente semelhantes. Os diversos factores não perdem nem ganham relevância mudando o tipo de estrutura utilizada.

A única excepção foi o peso volúmico do solo, em que o seu contributo para o peso total da estrutura tornou a influência deste factor mais complexa que no primeiro caso analisado.

Por fim é de realçar a importância do tipo de bloco usado na base da estrutura, e como uma correcta escolha deste mesmo bloco pode tornar uma estrutura inicialmente considerada instável, numa estrutura que cumpre todos os requisitos exigidos.

5

CASOS DE ESTUDO

5.1. EXEMPLO DE UM CAIS COMPOSTO POR UM CAIXÃO – CAIS PORTO DE PASAJES (ESPAÑA)

As imagens seguintes representam o aspecto em corte e planta do cais em estudo.

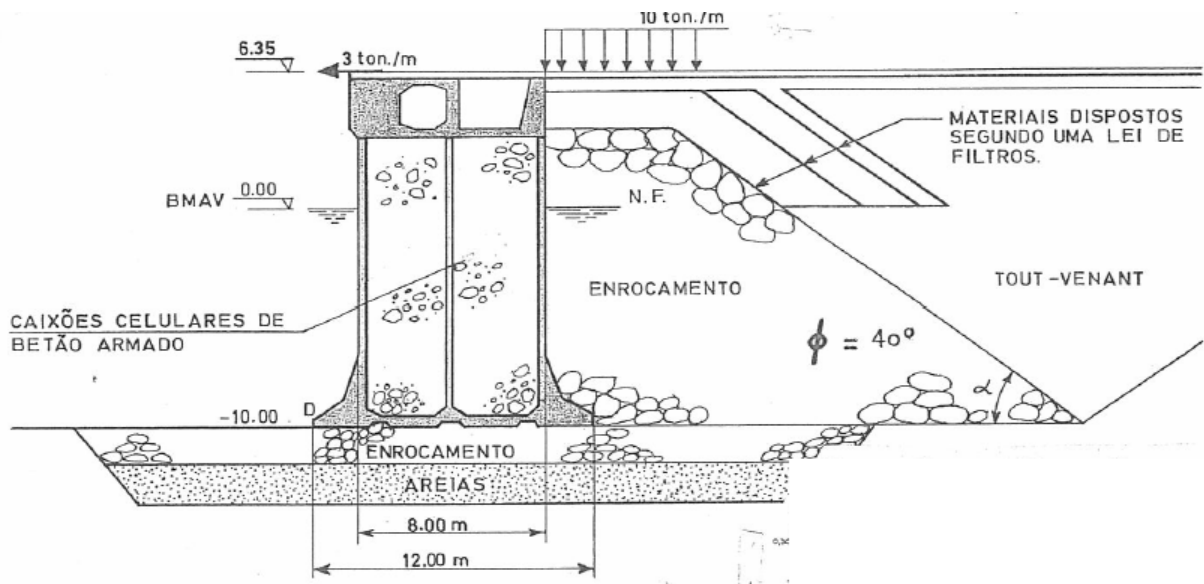


Fig.19 – Esquema do Corte de Caixão (Pasajes)

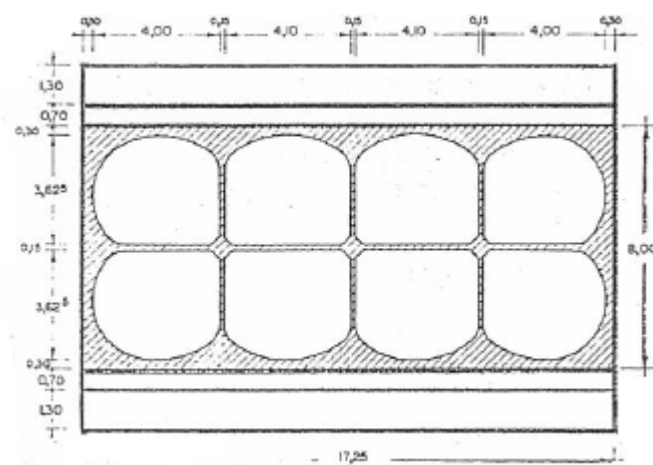


Fig.20 – Esquema da Planta do Caixão (Pasajes)

O peso volúmico do solo e do material de enchimento é de 20 kN/m^3 , o ângulo de atrito interno de 40° , o peso volúmico do betão de 24 kN/m^3 , a força de amarração de 30 kN/m , a sobrecarga no solo de 100 kN/m e o ângulo de atrito entre a base e a fundação de 27° .

A geometria foi definida aproximadamente, pois a imagem não está à escala e faltam algumas dimensões. A espessura das paredes é de 0.3 m , da base de 0.6 m , a altura da super-estrutura é de 2.7 m , a altura das paredes é de 13.05 (descontando a espessura da base), a largura das secções interiores é de 3.55 m . O cachorro tem uma altura mínima de 0.3 m e máxima de 3.3 m , sendo a sua largura de 2 m . O centro de massa da galeria da esquerda dista 2.85 m da parede esquerda do caixão, tem 2.1 m de altura e 2.1 m de largura. Para a galeria da direita o seu centro de massa dista 6 m da para esquerda do caixão, tem 3 m de largura e 2.3 m de altura.

Não foi analisada a situação de acostagem e o desnível hidrostático foi considerado nulo.

Em seguida é apresentado passo a passo todas as etapas de cálculo recorrendo à ferramenta criada.

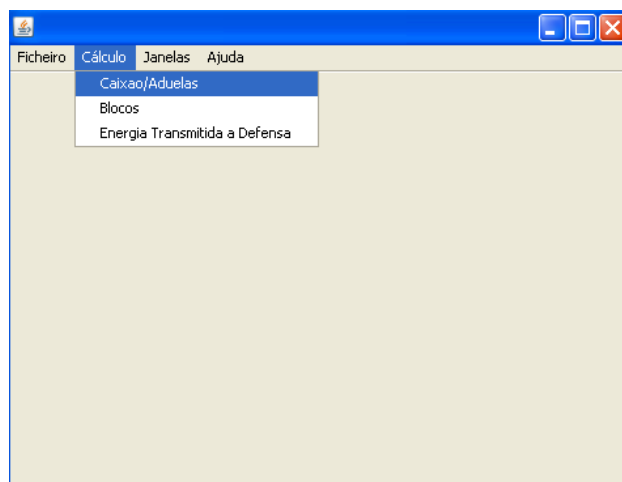


Fig.21 – Menu Inicial Caixão

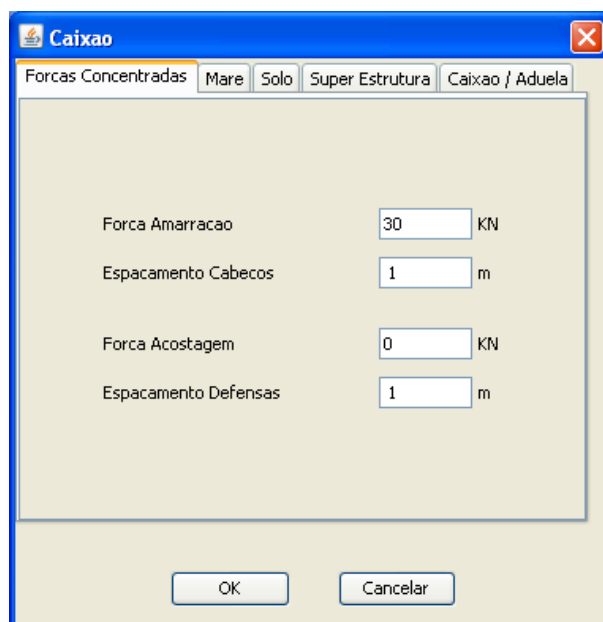


Fig.22 – Menu para Inserção de Dados das Forças Concentradas

The screenshot shows a window titled 'Caixao' with a tabbed interface. The 'Mare' tab is selected. The window contains five input fields with their respective units and values:

Parameter	Value	Unit
Cota Preia-Mar	4.6	Z.H.
Cota Baixa-Mar	0	Z.H.
Cota Fundacao	-10	Z.H.
Desnivel	0	m
γ Agua do Mar	10	KN/m3

At the bottom of the window are 'OK' and 'Cancelar' buttons.

Fig.23 – Menu para Inserção de dados de Maré

The screenshot shows the same 'Caixao' window, but with the 'Solo' tab selected. It contains five input fields with their respective units and values:

Parameter	Value	Unit
ϕ'	40	graus
γ solo	20	KN/m3
Kp	1	
ϕ'_{cv}	27	graus
Sobrecarga	100	KN/m

At the bottom of the window are 'OK' and 'Cancelar' buttons.

Fig.24 – Menu para Inserção de dados do Solo

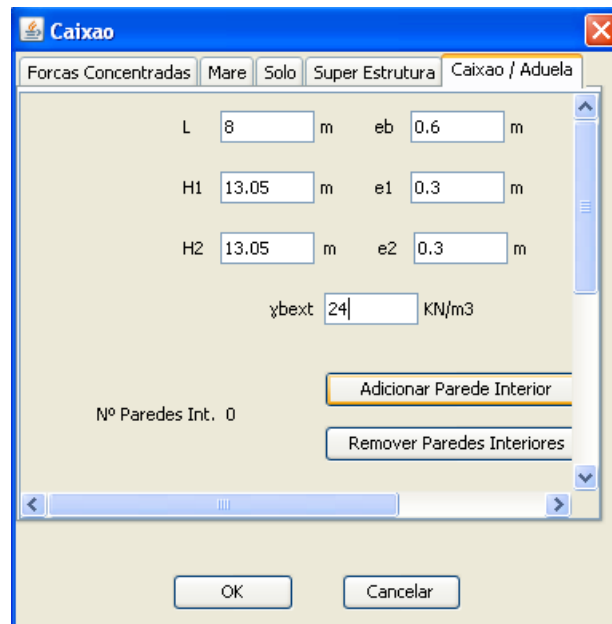
The screenshot shows the 'Caixao' software window with the 'Super Estrutura' tab selected. The window has a title bar with a close button. Below the title bar are tabs: 'Forças Concentradas', 'Mare', 'Solo', 'Super Estrutura', and 'Caixao / Aduela'. The main area contains the following fields and buttons:

- Hse: 2.7 m
- γ_{se} : 24 KN/m³
- NºGalerias: 0
- Buttons: 'Adicionar Galeria' and 'Remover Galeria...'
- Sobrecarga: 0 KN/m
- Buttons: 'OK' and 'Cancelar' at the bottom.

Fig.25 – Menu para Inserção de Dados da Super-Estrutura

The screenshot shows the 'Caixao' software window with the 'Adicionar Galeria' dialog box open. The dialog box has a title bar with a close button. It contains three radio button options: 'Tipo 1', 'Tipo 2', and 'Tipo 3'. 'Tipo 1' is selected. The fields for 'Tipo 1' are X (2.85), L (2.1), Y (0.3), and H (2.1). There are also fields for 'Tipo 2' (X, Y, R) and 'Tipo 3' (X, Y, R). The 'OK' and 'Cancelar' buttons are at the bottom.

Fig. 26 – Menu para Adicionar Galeria



Caixao

Forças Concentradas | Mare | Solo | Super Estrutura | **Caixao / Aduela**

L 8 m eb 0.6 m

H1 13.05 m e1 0.3 m

H2 13.05 m e2 0.3 m

γ_{bext} 24 KN/m³

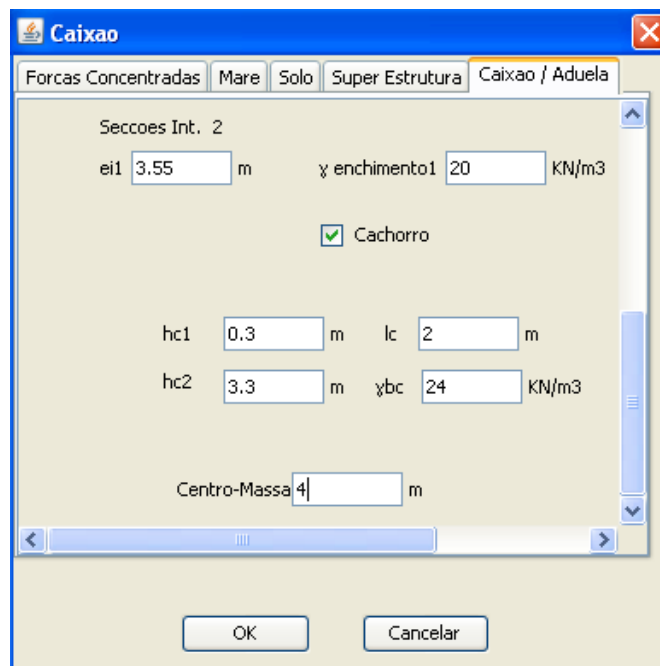
Nº Paredes Int. 0

Adicionar Parede Interior

Remover Paredes Interiores

OK Cancelar

Fig.27.1 – Menu para Inserção de Dados do Caixão/Aduela



Caixao

Forças Concentradas | Mare | Solo | Super Estrutura | **Caixao / Aduela**

Secções Int. 2

ei 3.55 m $\gamma_{enchimento1}$ 20 KN/m³

☒ Cachorro

hc1 0.3 m lc 2 m

hc2 3.3 m γ_{bc} 24 KN/m³

Centro-Massa 4 m

OK Cancelar

Fig.27.2 – Menu para Inserção de Dados do Caixão/Aduela

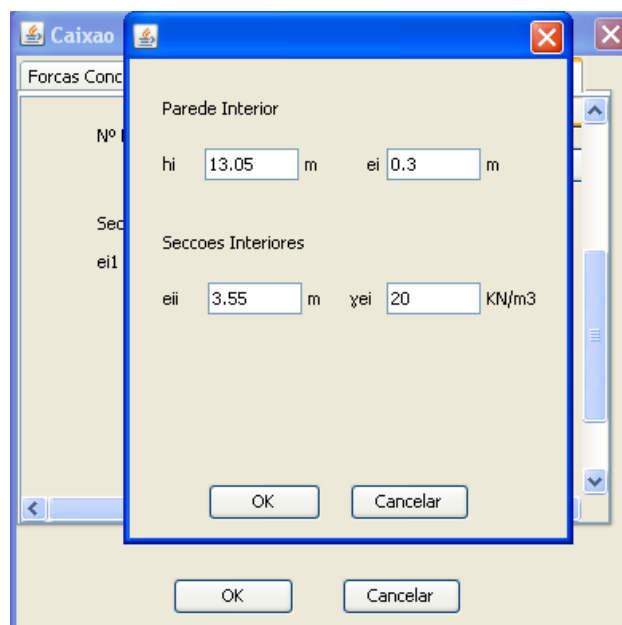


Fig.28 – Menu para Adicionar Secção Interior

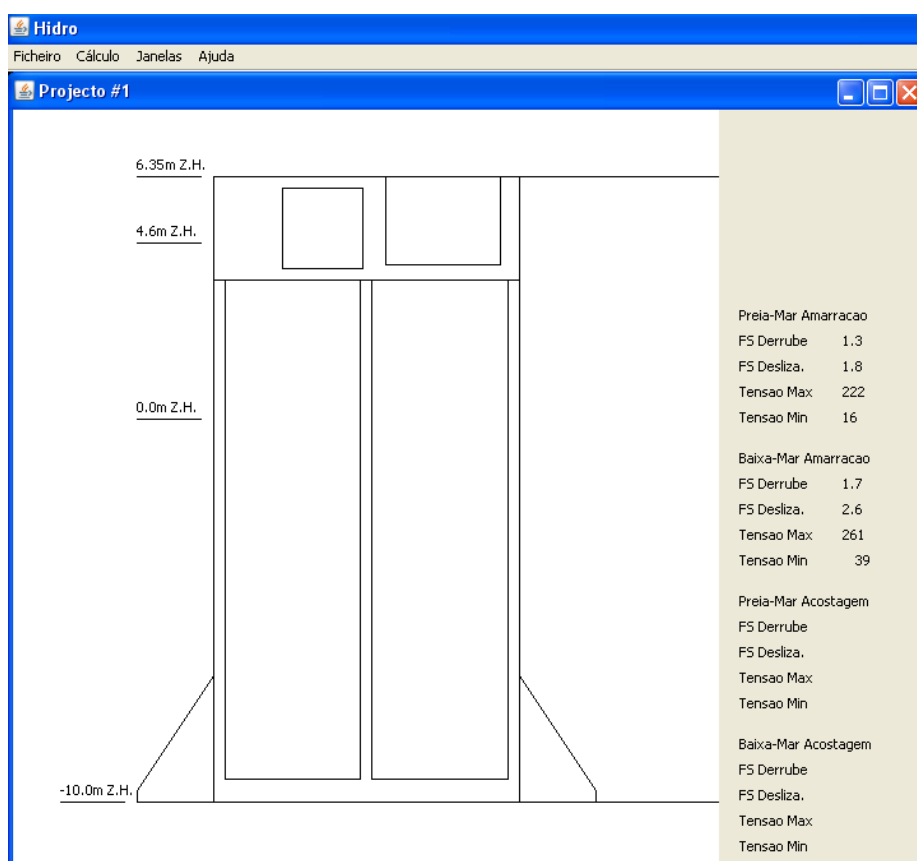


Fig.29 – Resultados Finais

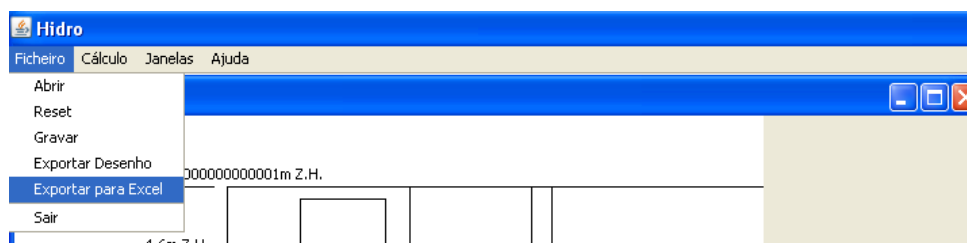


Fig.30.1 – Exportar Excel/Imagem

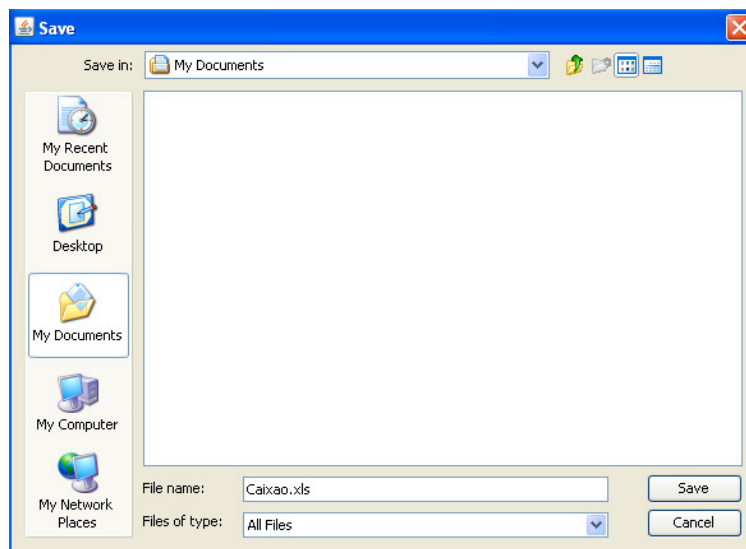


Fig.30.2 – Janela de Exportação

Quadro.49.1 – Outputs

Geometria					
Ltotal	8	M	Htotal	16.35	M
Área Paredes	16.54	m ²	Peso Paredes	397.08	kN/m
Área Recheio	92.66	m ²	Peso Recheio	1853.1	kN/m
Área Super-Estrutura	10.29	m ²	Peso Super-Estrutura	246.96	kN/m
Lcachorro	2	M	Peso Cachorro	86.4	kN/m
Área Cachorro	3.6	m ²	Peso Total	2583.54	kN/m

Forças Concentradas					
Força Amarração	30	kN	Força Acostagem	0	kN
Espaçamento Cabeços	1	M	Espaçamento Defensas	1	M

Terraplino					
Peso Volúmico	20	kN/m ³	Φ'	40	°
Kp	1		Ka	0.217	
Φ'cv	27	°			

Condições de Maré					
Cota Preia-Mar	4.6	Z.H.	Cota Baixa-Mar	0	Z.H.
Peso Volúmico	10	kN/m ³	Cota Fundação	-10	Z.H.

Quadro.49.2 – Outputs

Preia-Mar Amarração		
FS Derrube	1.3	kN/m ²
FS Deslizamento	1.8	
Tensão Máxima	222	
Tensão Mínima	16	

Baixa-Mar Amarração		
FS Derrube	1.7	kN/m ²
FS Deslizamento	2.6	
Tensão Máxima	261	
Tensão Mínima	39	

O esquema em corte obtido através do programa é muito próximo do esquema original. As galerias e os cachorros são os que apresentam maiores diferenças. Irregularidades na base e o alongamento da super-estrutura na direcção do mar também foram representadas.

Todos estes desfasamentos eram esperados, devido à não satisfação de todas as condições impostas pela ferramenta de cálculo.

5.2. EXEMPLO DE CAIS COMPOSTO POR BLOCOS – CAIS OESTE PORTO DE LEIXÕES

Em seguida é representado um corte do cais estudado.

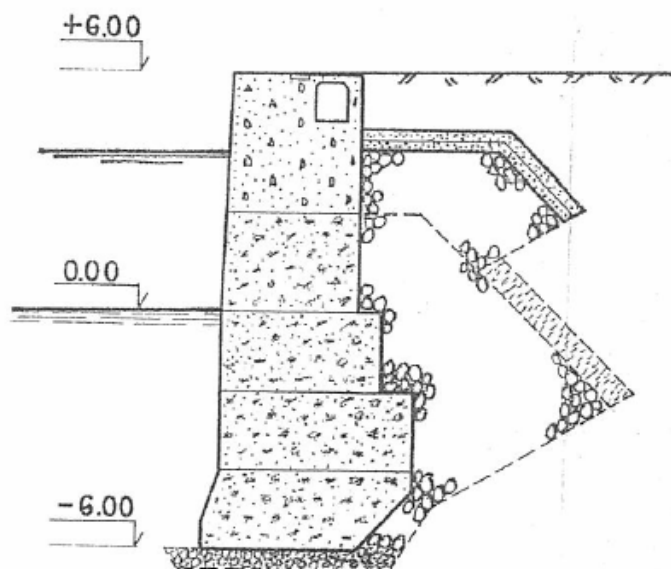


Fig.31 – Corte do Cais de Blocos (Leixões)

O solo foi considerado como tendo um peso volúmico de 20 kN/m³ e um ângulo de atrito interno de 45°. A força de amarração é de 500 kN e os cabeços distam 10 m entre si.

O peso volúmico dos blocos e da super-estrutura foi fixado em 24 kN/m^3 , o ângulo de atrito entre a base e fundação é de 27° e a sobrecarga no solo é de 50 kN/m^2 .

O centro de massa da galeria está a 3.2 m do extremo esquerdo do cais e tem 0.8 m de largura e 1 m de altura.

O bloco base e os dois blocos seguintes têm 2 m de altura, o seguinte 2.5 m e a super-estrutura 3.5 m.

A largura do segundo bloco é de 5 m, a do terceiro de 4 m e o último bloco e super-estrutura têm 3.5 m de largura. O bloco base é descrito na figura seguinte.

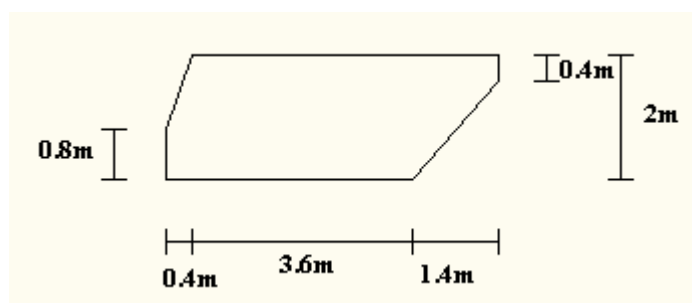


Fig.32 – Pormenor do Bloco Base

Apenas estão representados os menus distintos dos anteriores.

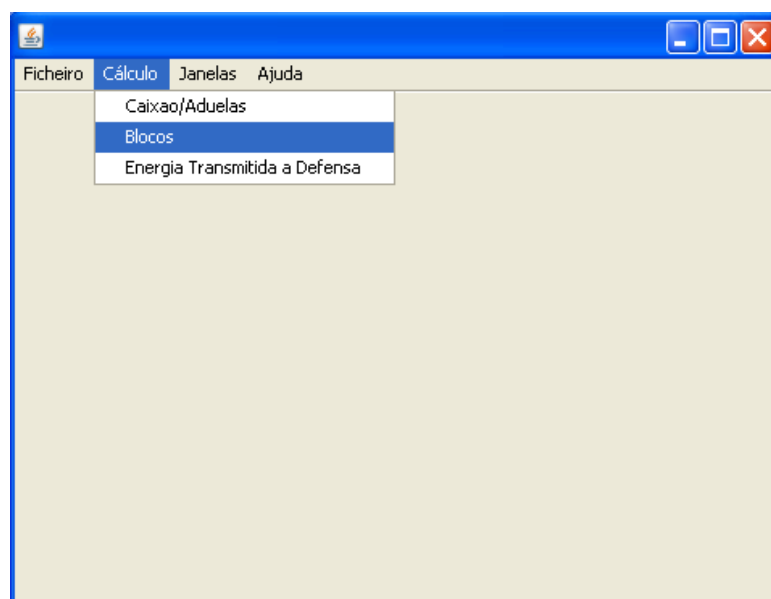


Fig.33 – Menu Inicial Blocos

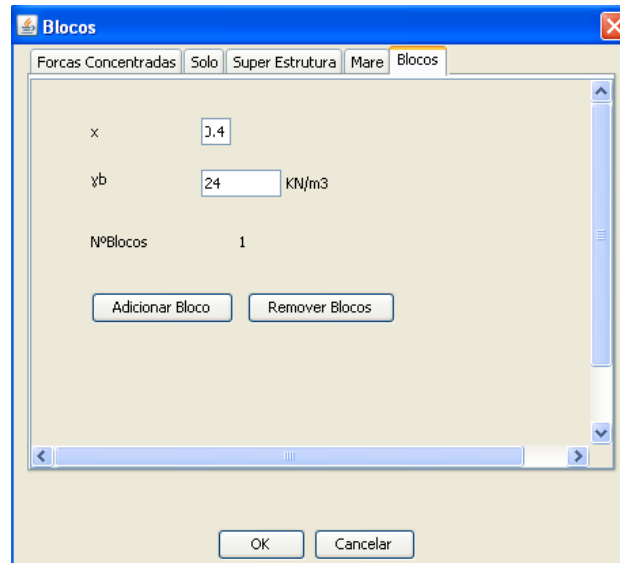


Fig.34 – Menu para Inserção dos Dados dos Blocos

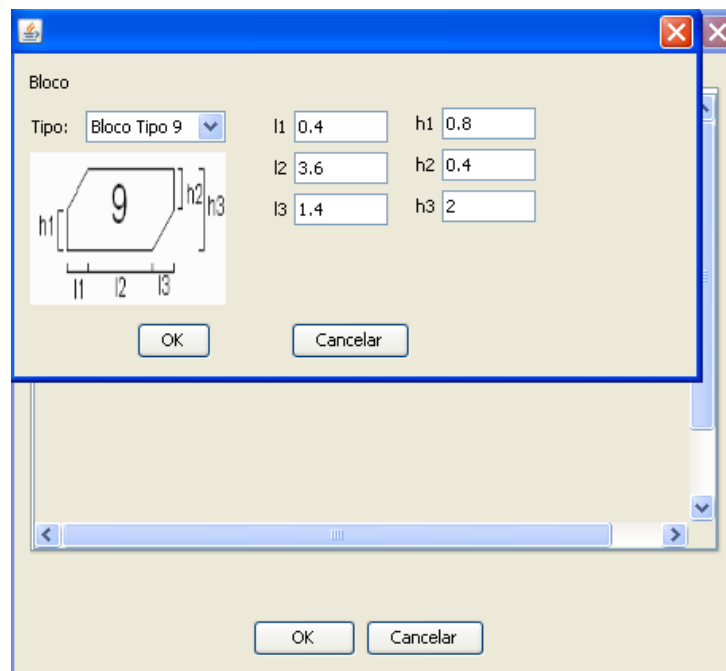


Fig.35.1 – Menu para Adicionar Bloco

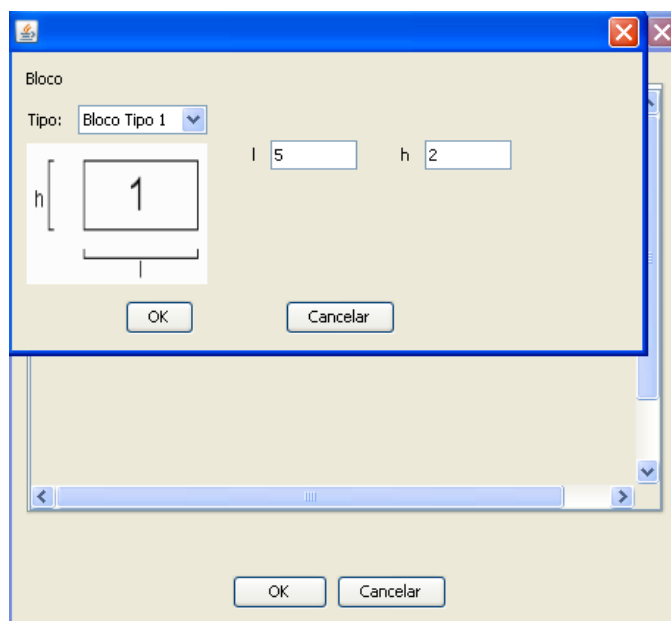


Fig.35.2 – Menu para Adicionar Bloco

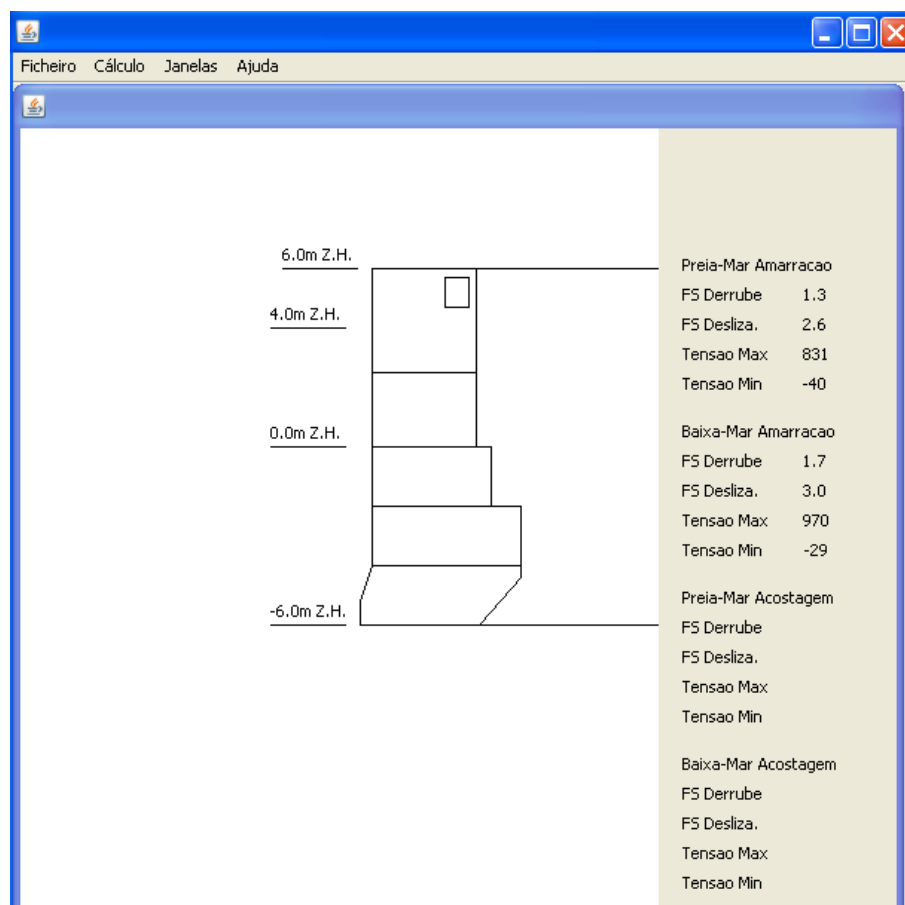


Fig.36 – Resultados Finais

Quadro.50.1 – Outputs

Geometria					
Lbase	4	m	Htotal	12	M
Área Total Blocos	36.19	m ²	Peso Total Blocos	868.56	kN/m
Área Solo	27.25	m ²	Peso Solo	545	kN/m
Área Super-Estrutura	11.45	m ²	Peso Super-Estrutura	274.8	kN/m
Área Total	74.89	m	Peso Total	1688.36	kN/m

Forças Concentradas					
Força Amarração	500	kN	Força Acostagem	0	kN
Espaçamento Cabeços	10	m	Espaçamento Defensas	1	m

Terrapleno					
Peso Volúmico	20	kN/m ³	Φ'	45	º
Kp	1		Ka	0.172	
Φ'cv	27	º			

Condições de Maré					
Cota Preia-Mar	4	Z.H.	Cota Baixa-Mar	0	Z.H.
Peso Volúmico	10	kN/m ³	Cota Fundação	-6	Z.H.

Quadro.50.2 – Outputs

Preia-Mar Amarração		
FS Derrube	1.3	
FS Deslizamento	2.6	
Tensão Máxima	831	kN/m ²
Tensão Mínima	-40	kN/m ²

Baixa-Mar Amarração		
FS Derrube	1.7	
FS Deslizamento	3	
Tensão Máxima	970	kN/m ²
Tensão Mínima	-29	kN/m ²

Apenas a ligeira inclinação da parede do lado do mar não aparece representada no esquema elaborado pelo programa e a galeria seleccionada não tem a forma exacta da original.

As ligeiras diferenças acima mencionadas decorrem de limitações impostas pelo programa.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. COMPORTAMENTO DO PROGRAMA

O programa revelou-se muito satisfatório para o cálculo de estruturas de acostagem gravíticas.

No caso de aduelas/caixões, o programa é efectivamente capaz de calcular praticamente todo o tipo de estruturas. A única limitação ocorre para galerias que possuam formatos diferentes das especificadas no programa. No processo de cálculo é possível tornar este erro desprezável, bastando para isso criar uma galeria com um formato igual a umas das pré-definidas com um centro de massa e área equivalentes à pretendida.

Para cais de blocos, tal como era esperado, o programa tem mais limitações. A principal limitação não se prende com a forma dos blocos, mas sim com a necessidade de nenhum bloco poder avançar no sentido do terraplano mais do que o bloco base. A imposição de que o paramento do lado do mar deva ser vertical a partir do primeiro bloco, não é muito relevante, pois o erro introduzido é muito pequeno (dada as pequenas inclinações que se registam, em geral, para este paramento).

A nível de cálculo destas estruturas é importante realçar que ao considerar estes cais constituído por prismas de duas faces iguais, a variabilidade de soluções analisáveis fica muito limitada.

Para os casos que cumpriam criteriosamente as imposições do programa, o erro é praticamente inexistente, tendo sido detectados valores na ordem dos 0.1-0.05 %, erro este que nunca se traduz nos resultados finais. Os erros e limitações devido a galerias, são da mesma ordem de grandeza aos do caso anterior.

Os principais problemas surgiram na optimização das estruturas, tendo-se optado por desactivar temporariamente esta função, dado o erro registado.

Estes erros acima mencionados, prendem-se com o uso de ciclos, que agravam erros ligeiros para casos estáticos. O uso de linguagem decimal num programa que funciona por linguagem binária, é o grande motivo do registo destes erros. Toda a parte de cálculo para este procedimento já se encontra feita. O procedimento para mitigação destes erros será mais moroso que propriamente complexo.

6.2. MELHORIAS PREVISTAS

Existem dois tipos de melhorias a implementar, as primeiras para melhorar o comportamento do programa actual e as segundas para ampliar a área de aplicação do programa.

Melhorias da performance actual do programa:

- “Aligeirar” o código;
- Mitigar os erros referentes à “optimização” dos cais;
- Criar uma interface gráfica para a “optimização” dos cais;
- Permitir a exportação para o novo formato de Excel (.xlsx);

Para abranger um maior número de casos tipo:

- Tornar a “optimização” possível para vários parâmetros;
- Incluir cais cujos cortes verticais variam ao longo do desenvolvimento longitudinal dos mesmos;
- Implementar no cálculo paramentos do lado do mar inclinados (apenas para blocos);
- Eliminar a necessidade do eixo mais afastado em relação ao mar pertencer ao bloco base;
- Aumentar a capacidade de definição pelo utilizador da super-estrutura;
- Permitir o uso da água como material de enchimento, variando a altura desta com a maré;
- Incluir a possibilidade de camadas de solo distintas;

Numa fase final seria interessante tornar o programa capaz de ler imagens definidas pelo utilizador, permitindo assim eliminar todas as limitações geométricas. Uma possível ligação com um programa tipo AutoCad seria o mais desejável.

BIBLIOGRAFIA

Fernandes, Manuel de Matos. (2006). *Mecânica dos Solos Conceitos e Princípios Fundamentais Volume 1*. F.E.U.P. Edições, Porto.

Gomes, Fernando Francisco Machado Veloso. Estruturas de Acostagem e Amarração. Laboratório de Hidráulica F.E.U.P., Porto

<http://www.andykhan.com/jexcelapi/tutorial.html#writing>

<http://www.digilife.be/quickreferences/QR/UML%20Quick%20Reference%20Card.pdf>

<http://jexcelapi.sourceforge.net/>

<http://www.eclipse.org/>

<http://www.netbeans.org/>

